

UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Estudio de la Interacción Suelo – Estructura de las
Fundaciones Profundas de un Puente

Por

Gary Yonathan Aguilera Villarroel

Trabajo de Título para optar al Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Néstor René Espinoza Guillén

Abril, 2022

Índice

Lista de figuras	6
Lista de tablas	10
1. Capítulo 1: Introducción	13
1.1. Planteamiento y justificación del problema	14
1.2. Motivación	16
1.3. Objetivos	17
1.3.1. Objetivo General	17
1.3.2. Objetivos Específicos	17
1.4. Metodología de Trabajo	18
1.5. Alcances del Trabajo	19
2. Capítulo 2: Estado del conocimiento	20
2.1. Historia de las fundaciones profundas de puentes en Chile	20
2.2. Desempeño de los pilotes como fundaciones profundas	21
2.2.1. Clasificación de los pilotes según material de construcción	22
2.2.2. Clasificación de los pilotes según método de instalación.	23
2.2.2.1. Pilotes perforados	23
2.3. Normativa de diseño de puentes en Chile	24
2.4. Consideraciones geotécnicas en fundaciones profundas	26
2.5.1. Propiedades físicas de los suelos	26
2.5.2 Propiedades mecánicas de los suelos	28
2.5.2.1. Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb	28
2.5.2.1. Ley de tensiones	31
2.5.4. Ensayos de campo	33
2.5.4.1. Ensayo normal de penetración estándar	34
2.5.4.2. Metodología del Ensayo SPT	34
2.5.4.3. Correlaciones SPT para la obtención de parámetros en suelos granulares	37
2.6. Comportamiento geotécnico de pilotes	38

2.6.1. Capacidad de carga axial del pilote	40
2.6.2. Capacidad de carga de la punta o Tensión de punta	42
2.6.2.1. Método con correlaciones de ensayo SPT para suelos granulares	42
2.6.3. Capacidad de carga por fricción o tensión de fuste.....	42
2.6.4. Capacidad de Carga Admisible de un Pilote	45
2.7. Interacción Suelo – Estructura de un pilote	46
2.7.1. Capacidad de carga lateral de los pilotes	47
2.7.1.1. Método de Broms 1965	48
2.7.1.1. Módulo de reacción del suelo	52
2.7.1.2. Método de Matlock & Reese para suelos granulares	55
3. Capítulo 3: Descripción del Caso de Estudio	60
3.1. Descripción del puente.....	60
1.1.1. Superestructura	61
3.1.2 Infraestructura	61
3.2. Antecedentes generales del puente.....	62
3.2.1. Antecedentes estructurales.....	63
3.2.1.1. Materiales y geometría de los pilotes.....	63
3.3. Caracterización sismo geológica de la zona de estudio.....	63
3.3.1. Suelo de la zona de estudio.....	65
3.3.2. Ensayo SPT de los sondajes	68
4. Capítulo 4: Análisis analítico de las fundaciones profundas del caso de estudio	71
4.1. Determinación de Parámetros del suelo a partir del Ensayo SPT.....	72
4.2. Determinación de la Capacidad de Carga Axial del Pilote.	77
4.2.1. Determinación capacidad de punta del pilote	77
4.2.1.1 Método con Correlaciones de ensayo SPT	77
4.2.2. Determinación de la Capacidad de Carga por Fricción de un Pilote.	79
4.2.2.1 Método de Touma & Reese	79
4.2.3. Determinación de la Capacidad de Carga Admisible de un Pilote.	84
4.2.3.1. Capacidad de Carga admisible axial Pilote de Estribo de Entrada	84

4.2.3.2. Capacidad de Carga axial admisible Pilote de Ceba 1	85
4.3. Determinación de la Capacidad de Carga Lateral de un Pilote	86
4.3.1. Capacidad de carga lateral ultima a partir del método de Broms	86
4.3.1.1. Capacidad de carga lateral ultima pilote Estribo de entrada	89
4.3.1.2. Capacidad de carga lateral ultima pilote Ceba 1	91
4.3.2. Comportamiento sistema suelo – pilote	93
4.3.2.1 Obtención del módulo de reacción del suelo	93
4.3.2.2. Método de Matlock & Reese	95
4.4. Análisis del grupo de pilotes	104
Capítulo 5: Análisis de elementos finitos del pilote	108
5.1. Análisis de la capacidad de carga axial y lateral de un pilote.....	108
5.1.1. Análisis de la capacidad de carga axial	112
5.1.2. Análisis de la capacidad de carga lateral.....	118
5.1.3. Modelamiento de grupo de pilotes	129
Capítulo 6: Resultados y Análisis	134
Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones	143
Referencias	145
Anexos	147

Lista de figuras

Figura 1.1 - Flujograma esquemático de la metodología del taller de título. (Fuente: Elaboración propia).	18
Figura 2.1 – Esquema de una fundación profunda. (Fuente: Extraída de [8]).....	21
Figura 2.2 – Hoyadoras equipadas con balde y con mechas helicoidales. (Fuente: Extraída de [8]).	23
Figura 2.3 – a) Respuesta experimental del suelo en ensayos de triaxial drenados. b) Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto de Mohr-Coulomb. (Fuente: Extraída de [14]).	28
Figura 2.4 – Deformaciones experimentada en una probeta bajo un estado de tensiones σ . (Fuente: Extraída de [15]).	30
Figura 2.5 – Esquema de una perforación para estudio de suelos. (Fuente: Extraída de [15]).	35
Figura 2.6 – Cuchara normalizada de Terzaghi. (Fuente: Extraída de [15]).	35
Figura 2.7 – Diagrama de resistencia de un pilote aislado. (Fuente: Extraída de [21]).	39
Figura 2.8 – Configuración típica de pilotes. a) Pilote aislado o en grupo en un estrato de suelo muy firme. b) Pilote aislado o en grupo con pila flotante o de fricción. c) Grupo de pilotes sobre la superficie. d) Representación de la tensión en el pilote. e) Pilote enterrado en suelo estable debajo de un suelo expansivo. (Fuente: Extraída de [16]).	40
Figura 2.9 – Capacidad de soporte de carga última de un pilote. a) Perfil del pilote. b) Sección del pilote de acero. C) Sección pilote en H. (Fuente: Extraído de [10]).	41
Figura 2.10 – Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena. (Fuente: Extraída de [10]). ..	43
Figura 2.11 – Esquemización de las cargas actuantes en los pilotes de un puente vial. (Fuente: Adaptado de [17])	47
Figura 2.12 – a) Comportamiento pilote corto o rígido cabeza libre. b) Comportamiento pilote corto o rígido cabeza restringida. (Fuente: Adaptada de [10]).	48
Figura 2.13 – Solución gráfica de Broms 1965 para la capacidad de carga lateral ultima en pilotes cortos embebidos en suelo granular. (Fuente: Adaptada de [10]).	49
Figura 2.14 - a) Comportamiento pilote largo o flexible cabeza libre. b) Comportamiento pilote largo o flexible cabeza restringida. (Fuente: Adaptada de [10]).	50
Figura 2.15 - Solución gráfica de Broms 1965 para la capacidad de carga lateral ultima en pilotes largos embebidos en suelo granular. (Fuente: Adaptada de [10]).	51
Figura 2.16 – Curva característica esfuerzo – deformación del suelo. (Fuente: Extraído de [23]). .	52
Figura 2.17 – Curva de Coeficiente de balasto horizontal. (Fuente: Extraído de [24]).	53
Figura 2.18 – Solución completa al problema de la carga lateral de los pilotes. (Fuente: Extraída de [23]).	56
Figura 2.19 – a) Hipótesis de Winkler. b) Modelo analítico para un pilote cargado lateralmente. (Fuente: Extraído de [21], [23]).	57

Figura 2.20 - Coeficientes para pilotes largos, $kz = nh * z$ (Fuente: Extraído de [10].)	59
Figura 3.1 – Antiguo puente negro n°2. Fuente: Extraída de [25].	60
Figura 3.2 – Cepa del nuevo puente negro n°2. Fuente: Extraída de [25].	61
Figura 3.3 - – Estribo del nuevo puente negro n°2	62
Figura 3.4 – Sondajes realizados en Puente Negro N°2. (Fuente: Extraída de [25]).	66
Figura 3.5 – Grafico NSPT vs Profundidad en sondaje n°1. (Fuente: Extraída de [25]).	70
Figura 4.1 – Grafica de esfuerzos en relación con la profundidad del suelo para suelo de estribo de entrada 1. Fuente: Elaboración propia.....	75
Figura 4.2 - Grafica de esfuerzos en relación con la profundidad del suelo para suelo de Cepa 1. Fuente: Elaboración propia.	76
Figura 4.3 – Comportamiento de la resistencia a la fricción unitaria del pilote de estribo entrada respecto a la profundidad. (Fuente: Elaboración propia).....	81
Figura 4.4 – Comportamiento de la resistencia a la fricción unitaria del pilote de cepa 1 respecto a la profundidad. (Fuente: Elaboración propia).	83
Figura 4.5 – Solución del método de Broms para el pilote del Estribo de Entrada. (Fuente: Elaboración Propia).....	90
Figura 4.6 – Solución del método de Broms para el pilote del Estribo de Entrada. (Fuente: Elaboración Propia).....	92
Figura 4.7 – Desplazamiento del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia	99
Figura 4.4 - Rotación del pilote a cualquier profundidad z (cm). Fuente: Elaboración propia.....	100
Figura 4.5 - Momento a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia	101
Figura 4.6 – Fuerza de corte del pilote a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia	102
Figura 4.11 – Reacción del suelo a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia.....	103
Figura 4.12 – Disposición de los pilotes y dirección de la carga aplicada. (Fuente: AASHTO LRFD brigde Design [3]	105
Figura 4.13 - Figura 2.13 – Disposición pilotes Estribo de entrada. (Fuente: Extraída de [25]).	106
Figura 4.15 – Disposición pilotes Cepa 1. (Fuente: Extraída de [25]).	106
Figura 5.1 – Método API para arenas. (Fuente: Extraída de RS PILE).....	109
Figura 5.2 – Comportamiento de la carga axial a lo largo del pilote. Fuente: Adapatda de RS Pile Rocscience.....	112
Figura 5.3 – Representación gráfica de la carga axial del pilote. Fuente: RS PILE Rocscience. ...	113
Figura 5.4 – Representación gráfica del desplazamiento del pilote en dirección z. Fuente: RS PILE Rocscience.....	114
Figura 5.5 – Comportamiento de la carga axial a lo largo del pilote. Fuente: Adapatda de RS Pile Rocscience.....	115

Figura 5.6 – Representación gráfica de la carga axial del pilote de Cepa 1. Fuente: RS PILE Rocscience.....	116
Figura 5.7 – Representación gráfica del desplazamiento del pilote en dirección z. Fuente: RS PILE Rocscience.....	117
Figura 5.8 - Representación gráfica desplazamiento del pilote en dirección x. Fuente: RS Pile Rocscience.....	119
Figura 5.9 - Desplazamiento del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.....	120
Figura 5.10 - Representación gráfica de la rotación del pilote en dirección y. Fuente: RS PILE Rocscience.....	121
Figura 5.11 – Rotación del pilote en dirección y a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.....	122
Figura 5.12 - Representación gráfica de la fuerza de corte del pilote dirección x. Fuente: RS PILE Rocscience.....	123
Figura 5.13 – Fuerza de corte del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.....	124
Figura 5.14 - Representación gráfica del momento del pilote en dirección x z. Fuente: RS PILE Rocscience.....	125
Figura 5.15 – Momento del pilote en dirección xz a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.....	126
Figura 5.16 – Reacción del suelo en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.....	127
Figura 5.17 – Rigidez del suelo en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: RS PILE Rocscience.....	128
Figura 5.18 – Modelación del cabezal y del grupo de pilotes del estribo de entrada. (Fuente: Elaboración propia).....	129
Figura 5.19 – desplazamiento del grupo de pilotes del estribo de entrada. (fuente: Elaboración propia).	130
Figura 5.20 – Desplazamiento del grupo de pilote ante cargas externas. (Fuente: Elaboración propia).	131
Figura 5.21 - – Esfuerzo de corte del grupo de pilote ante cargas externas. (Fuente: Elaboración propia).	132
Figura 5.21 - – Momento del grupo de pilote ante cargas externas. (Fuente: Elaboración propia).	133
Figura 6.1 – Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para el desplazamiento del pilote en dirección x. Fuente: Elaboración propia.....	136

Figura 6.2 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para la rotación del pilote. Fuente: Elaboración propia.....	137
Figura 6.3 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación la fuerza de corte del pilote en dirección x. Fuente: Elaboración propia.	138
Figura 6.4 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para el momento del pilote en dirección x. Fuente: Elaboración propia.	139
Figura 6.5 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para la el módulo de reacción del suelo. Fuente: Elaboración propia.	140

Lista de tablas

Tabla 2.1– Caracterización de los pilotes según material constructivo.	22
Tabla 2.2 - Valores típicos de relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario para algunos suelos en estado natural.	27
Tabla 2.3 - Densidad de un suelo granular.	28
Tabla 2.4 – Valores aproximados del coeficiente de Poisson para distintos tipos de suelos.....	31
Tabla 2.5 – Valores típicos de ángulo de fricción ϕ' para suelos granulares – sin cohesión.	33
Tabla 2.6 – Dimensionamiento de los componentes de la cuchara de Terzaghi de acuerdo con la normativa ASTM D1586.	36
Tabla 2.7 – Clasificación de Skempton (1986) sobre la compacidad de los suelos granulares en función del SPT.	37
Tabla 2.8 – Consistencia de los suelos cohesivos en función del ensayo SPT	37
Tabla 2.9 – Valores típicos de δ de acuerdo con el tipo de material del pilote en suelo granular. ..	44
Tabla 2.10 – Aproximación del parámetro K a las presiones pasivas de la tierra.	45
Tabla 2.11 – Valores representativos de nh	55
Tabla 3.1 – Características geométricas de los pilotes de fundación del puente.....	63
Tabla 3.2 – Solicitaciones sísmicas máximas por columna pilote.	65
Tabla 3.3 – Estratigrafía de la zona del pilote de estribo de entrada.	67
Tabla 3.4 – Ficha de Sondaje 1 en terreno correspondiente al Estribo de entrada.	69
Tabla 3.5 – Ficha de Sondaje DRV1 en terreno correspondiente a la Cepa 1.	70
Tabla 4.1 – Características geométricas de los pilotes de estudio.....	71
Tabla 4.2 – Parámetros del suelo a partir del ensayo de SPT.	73
Tabla 4.3 – Parámetros del suelo a partir del ensayo de SPT.	73
Tabla 4.4 – Esfuerzo total, presión de confinamiento y esfuerzo efectivo vertical de confinamiento.	74
Tabla 4.5 – Esfuerzo total, presión de confinamiento y esfuerzo efectivo vertical de confinamiento.	75
Tabla 4.6 – Análisis para el cálculo del valor N60 para pilote estribo de entrada.	78
Tabla 4.7 – Análisis para el cálculo del valor N60 para pilote estribo de entrada.	79
Tabla 4.8 – Valores de la resistencia a fricción del pilote de estribo de entrada respecto de la profundidad.	80
Tabla 4.9 – Valores de la resistencia a fricción del pilote de estribo de entrada respecto de la profundidad.	82
Tabla 2.10 – Características geométricas y estructurales del pilote.	87
Tabla 4.11 – Resultados para el valor de Ncorr y nh. para el sistema suelo-pilote del Estribo de entrada (Fuente: Elaboración propia).	88

Tabla 4.12 – Resultados para el valor de N_{corr} y n_h . para el sistema suelo-pilote de la Cepa 1 (Fuente: Elaboración propia).....	88
Tabla 4.13 – Resultados para el coeficiente balasto o módulo de reacción del suelo para el sistema suelo – pilote de la fundación del estribo de entrada. (Fuente: Elaboración propia).....	94
Tabla 4.14 – Resultados para el coeficiente balasto o módulo de reacción del suelo para el sistema suelo – pilote de la fundación de la Cepa 1. (Fuente: Elaboración propia)	95
Tabla 4.15 – Coeficientes adimensionales.(Fuente: Adaptada de [5]	96
Tabla 4.16 – resultados obtenidos para n_h y T	97
Tabla 4.17 – Coeficientes en función de la profundidad adimensional exclusivo para el caso de estudio.....	97
Tabla 4.18 – Valores desplazamiento del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.	100
Tabla 4.19 – Valores de la rotación del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.	101
Tabla 4.20 – Valores del momento del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.	102
Tabla 4.21 – Valores de la fuerza de corte del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.	103
Tabla 4.22 – Valores de la reacción del suelo dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.	104
Tabla 4.23 – Eficiencia del grupo de pilotes de acuerdo al espaciamiento de pilotes.	105
Tabla 4.24 – Capacidad de carga lateral de grupo de pilotes de Estribo de entrada.....	107
Tabla 4.25 – Capacidad de carga lateral de grupo de pilotes de Cepa 1.....	107
Tabla 5.1 – Parámetros del suelo del sondaje 1 para fundación de Estribo de entrada.	109
Tabla 5.2 – Parámetros estructurales correspondientes al pilote de Cepa 1.	110
Tabla 5.3 – Parámetros del suelo del sondaje 1 para fundación de Cepa 1.	110
Tabla 5.4 – Parámetros estructurales correspondientes al pilote de Cepa 1.	111
Tabla 6.1 – Comparación de resultados para la capacidad de carga axial del pilote de Estribo de entrada.	134

Capítulo 1: Introducción

A lo largo de la historia, la búsqueda incesante del desarrollo social y económico de los países del orbe ha permitido la creación de nuevas herramientas y tecnologías que van de la mano con mejoras de la infraestructura vial y urbana de los diferentes países y, en especial, de Chile en los últimos años.

En las últimas décadas se ha incrementado la inversión en la infraestructura vial de Chile debido a su relación directa con el crecimiento económico, y la vital importancia de que su diseño responda a las necesidades de conexión del país. En este sentido es posible identificar los puentes como un elemento crítico en la conectividad vial del país debido a la topografía e hidrografía, por lo que su diseño, construcción y mantenimiento requieren de una especial atención, más aún considerando que Chile es un país sísmico y propenso a catástrofes naturales, aumentando la necesidad de investigaciones exhaustivas del comportamiento de estas estructuras y de sus cimentaciones en particular.

El terremoto del Maule de 2010 dejó en jaque la infraestructura vial y estructural del país donde, según Buckle *et al.* [1], 221 puentes públicos sufrieron algún daño, incluidos 11 puentes con vanos colapsados, y se estima que, 91 puentes concesionados sufrieron daños o colapsaron. El costo de reparar este daño fue estimado en US\$850 millones, pero sin duda el mayor costo fue dejar gran parte de la población completamente aislada.

Un sismo al ser un fenómeno natural fundamentalmente energético genera fuerzas que inducen solicitaciones altas en un puente. La mayoría de los sismos destructores en Chile están relacionados al movimiento convergente de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana; estas placas que se comprimen entre sí acumulan una gran cantidad de energía a lo largo de su zona de contacto, produciendo deformación en sus bordes y cuando la energía se libera se inducen sismos de intensidades muy variables[2].

La geografía accidentada de Chile es cruzada de Norte a Sur por un solo y largo camino, la ruta 5 atravesando planicies, ríos, quebradas, esteros y canales, que con diferentes caudales bajan desde la Cordillera de los Andes al Océano. Estos accidentes geográficos han podido ser salvados gracias a la utilización de puentes, la mayoría de ellos fundados en suelos granulares (constituidos por arenas y gravas), y construidos garantizando la conectividad y comunicación entre las ciudades, permitiendo ejecutar actividades mercantiles, turísticas, movilidad de pasajeros, entre otras.

Constructivamente, los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura (conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes), y la infraestructura (soporte estructural)[3]. Actualmente en Chile, el documento empleado para el diseño de puentes corresponde al Volumen N°3. **Instrucciones y Criterios de Diseño** del “Manual de Carreteras 2020”, complementado a través de la Resolución (exenta) DV N°743 del 2011 “Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile”. Además se recurre normalmente a las disposiciones “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, y las “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, este último código de diseño se incluye desde el año 2015 en las especificaciones del Manual de Carreteras e incorpora criterios de confiabilidad para resistencias y cargas, además de criterios diferentes en estados límites.

1.1. Planteamiento y justificación del problema

Chile es un país sísmico, lo que hace necesario la verificación de las cargas sísmicas en cualquier obra civil que sea llevado a cabo. Un puente es una estructura muy crítica desde el punto de vista de la conectividad, y la construcción de sus fundaciones requiere del estudio y análisis de diversos parámetros de la ingeniería, como lo demuestra el manual de carreteras en las disposiciones de diseño para fundaciones 3.1003.3. en [4, pp.1372-1373]

Estas son, “evaluación de la magnitud y dirección de las cargas, profundidad de los suelos con capacidad de soporte adecuada, evidencias de crecidas previas, profundidades de socavación esperadas, potencialidades de licuación, profundidades que alcanzan las heladas y facilidades y costos de la construcción. En el caso de puentes sobre cursos de agua, uno de los parámetros más relevantes para definir el tipo de fundación será la profundidad esperada de la socavación total”.

Braja Das menciona en [5] que, “en los puentes, los estribos y las cepas suelen construirse sobre cimentaciones profundas constituidas por pilotes para evitar la pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría sufrir debido a la socavación. Donde, además, los pilotes resistirán fuerzas horizontales y verticales”.

Es por ello que, para un buen diseño de fundaciones, ya sea superficial o profunda, es importante conocer las propiedades mecánicas, físicas, hidráulicas y dinámicas de los suelos con el objetivo de conocer las características del terreno donde se desea construir, donde se obtienen parámetros como:

- 1- La estratigrafía del subsuelo.
- 2- Las propiedades físicas de los distintos estratos (peso unitario, peso específico de los sólidos, y otras).
- 3- Las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia al corte y deformabilidad) para condiciones estáticas y dinámicas.
- 4- Las propiedades dinámicas del suelo (rigidez y amortiguamiento).
- 5- Potencial de licuación en el caso de las arenas.

Además de la configuración del suelo, es fundamental determinar las cargas actuantes en la estructura.

“Respecto de las cargas sísmicas sobre fundaciones profundas, estas actúan de manera lateral, como vertical. Las fuerzas y momentos que actúan en la base de apoyo del puente son transmitidas a la cabeza de los pilotes, mientras que los desplazamientos y rotaciones resultantes de la cabeza del pilote generan fuerza axial, corte y momento sobre el pilote. Las cargas aplicadas a la fundación debido al movimiento del terreno transmitida a la estructura, dependen de las condiciones del suelo, el método de transferencia de carga del pilote al suelo (por punta o fricción), el tipo de construcción y la conexión entre la estructura y la cimentación”[3].

Normalmente, debido a la configuración del sistema de fundación de la estructura, es decir, la interacción entre el suelo y la estructura de fundación, el efecto de la carga lateral se desprecia sin muchas veces conocer la real situación, y se asume el criterio, sin tener teorías y conocimientos de base. Por lo tanto, es importante verificar el efecto de la carga lateral y la interacción entre el suelo y la estructura de fundación.

Por las anteriores razones, es importante destacar la interacción del suelo y los elementos de soporte de la estructura en el proceso de diseño de una fundación profunda, aspecto poco investigado en la ingeniería geotécnica aplicada. En este contexto, en el presente trabajo de investigación, se pondrá principal énfasis en la interacción suelo - pilote bajo condiciones estáticas y sísmicas, y para ello, se utilizará como ejemplo la fundación de un puente vial en el sur de Chile, cuyos estribos y cepas están fundados sobre pilotes perforados de hormigón armado debido a las condiciones y características de los suelos de fundación. En este trabajo, se analizará el diseño existente y se verificará dicha fundación considerando la interacción suelo – estructura de fundación bajo condiciones estáticas y dinámicas (sismos). Esta última condición no se considera muchas veces en los diseños realizados, debido a que en la literatura técnica no existen directrices para hacer esta consideración y porque en muchos casos se dice que el empotramiento de los pilotes en el suelo que los rodea hace innecesario dicho análisis.

El análisis programado para este trabajo considera el uso de métodos analíticos tradicionales y el uso de un método numérico basado en el método de los elementos finitos, que corresponde al método numérico más utilizado en el diseño de fundaciones en general. El diseño existente se comparará con el diseño realizado a fin de determinar si la interacción suelo – estructura de las fundaciones profundas bajo condiciones dinámicas crea modificaciones importantes, o si su influencia es muy pequeña y puede ser considerada despreciable.

1.2. Motivación

La principal motivación de esta investigación es identificar e interpretar los mecanismos que rigen el comportamiento de fundaciones profundas sometidas a cargas estáticas y cargas sísmicas, aspectos que aún no se comprenden por completo, debido a la complejidad del sistema suelo - estructura y a que no se tienen procesos de laboratorio y de campo que permitan determinar, por ejemplo, el coeficiente de balasto horizontal, muy necesario para analizar el comportamiento de pilotes embebidos en un suelo cualquiera y sometidos a fuerzas horizontales (estáticas y/o inerciales). Tampoco se tiene información suficiente sobre el comportamiento de este tipo de elementos de fundación que permitan desarrollar nuevos métodos de diseño o modificar los existentes.

Según Braja M. Das [5] *“el diseño y análisis de cimentaciones con pilotes se puede considerar un arte debido a que el ingeniero debe enfrentar varias incertidumbres relacionadas al comportamiento de los suelos, a sus propiedades y a los procesos de interacción entre el pilote y el suelo bajo solicitaciones sísmicas”*.

1.3. Objetivos

En este apartado se describirá tanto, el objetivo general, como los objetivos específicos que han llevado a esta investigación.

1.3.1. Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo de título es estudiar y analizar la interacción suelo-estructura de las fundaciones profundas de un puente vial ubicado en la Provincia de Chiloé, X Región, Chile, a partir de métodos empírico-teóricos de la mecánica de suelos, y métodos de elementos finitos mediante la utilización de un software computacional. Se analizará con suma atención la importancia de las cargas laterales y como estas influyen en la capacidad de las fundaciones profundas.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Realizar una amplia revisión bibliográfica, a fin de generar un estado del conocimiento sobre el diseño de fundaciones profundas para puentes bajo solicitaciones estáticas y sísmicas.
2. Caracterizar los suelos de fundación del puente vial (caso de estudio), a partir del estudio de mecánica de suelos utilizado en el proyecto (ensayos SPT), recurriendo a relaciones teóricas y empírico-teóricas.
3. A partir del análisis de un pilote individual y del grupo de pilotes, determinar la influencia de las cargas transmitidas a la fundación, y la respuesta de los suelos que rodean a los pilotes, así como del suelo que sirve de apoyo a la punta de los mismos, a partir de métodos analíticos presentes en la literatura y en la normativa actual.
4. Desarrollar el modelo fisicomatemático de los pilotes para su uso con el programa RSPile de Rocscience, y comparar sus resultados con los métodos tradicionales clásicos
5. Analizar e interpretar los resultados obtenidos para llegar a conclusiones y recomendaciones que puedan ser de utilidad en la ingeniería de fundaciones chilena.

1.4. Metodología de Trabajo

En la Figura 1.1, se muestra un flujograma que resume la metodología de trabajo en el taller de título.

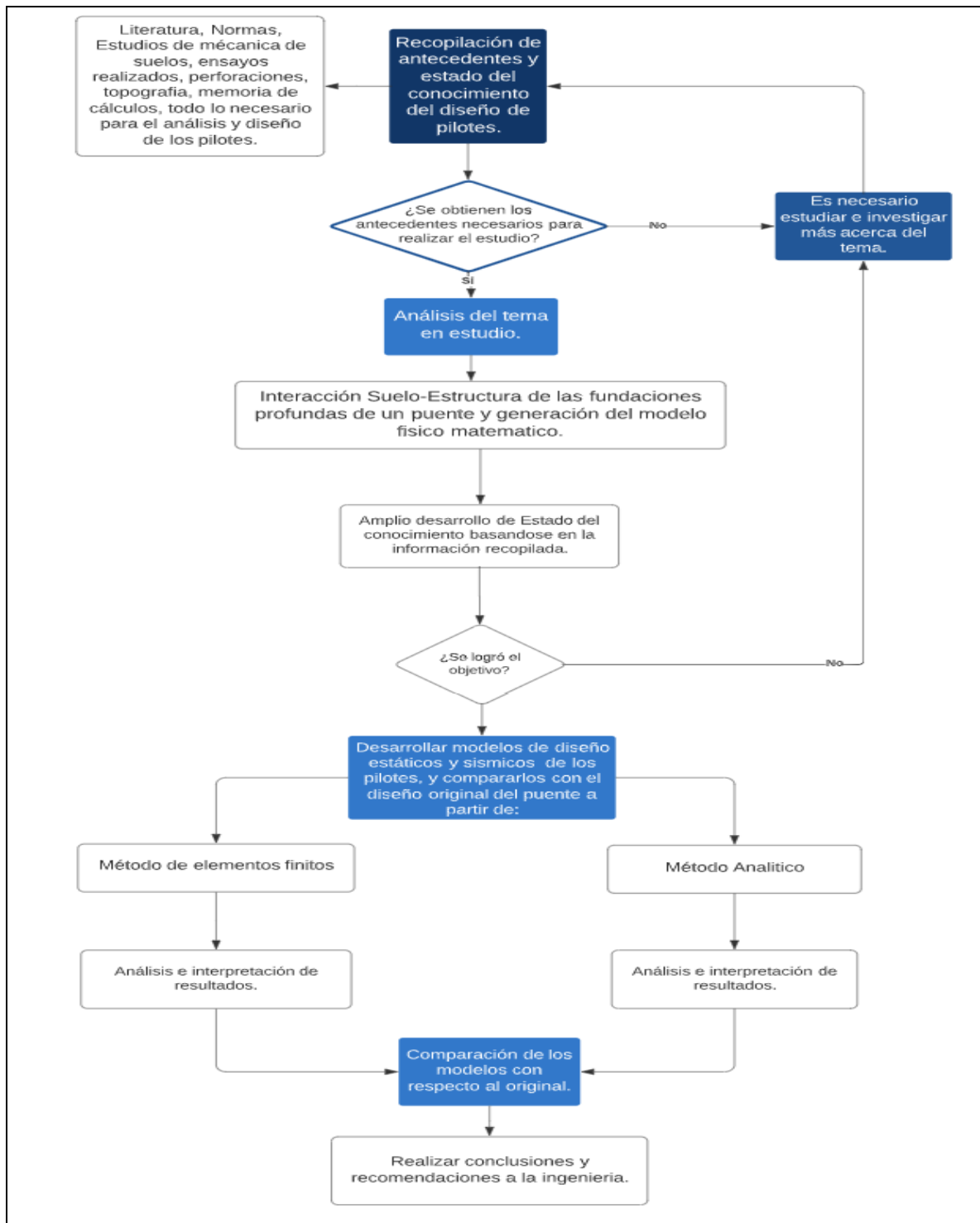


Figura 1.1 - Flujograma esquemático de la metodología del taller de título. (Fuente: Elaboración propia).

1.5. Alcances del Trabajo

Este trabajo de Título se compone de 6 Capítulos, los que en conjunto abarcarán en profundidad los siguientes aspectos:

1. Revisión de la literatura técnica y elaboración de un amplio estado del arte de fundaciones profundas sometidas a cargas estáticas y cargas sísmicas, considerando los parámetros geológicos y geotécnicos del suelo.
2. Análisis de los resultados del estudio de mecánica de suelos del puente vial “Nuevo Puente Negro n°2” ubicado en la provincia de Chiloé, X Región, Chile.
3. Estimación de los parámetros físicos y mecánicos de los suelos de fundación del puente utilizado como ejemplo.
4. Revisión del diseño de los pilotes utilizando métodos analíticos tradicionales de la mecánica de suelos clásica (considerando cargas verticales y cargas horizontales).
5. Revisión del diseño utilizando métodos numéricos (métodos de los elementos finitos) a partir del software computacional RS PILE.
6. Comparación del diseño original con el diseño propuesto dando énfasis al comportamiento bajo solicitaciones sísmicas.
7. Evaluación del comportamiento de las fundaciones considerando la interacción suelo – estructura y las solicitaciones horizontales inducidas por un sismo, a partir del estudio de pilotes individuales y del grupo de pilotes.
8. Presentación de los resultados e interpretación de los mismos.
9. Conclusiones y recomendaciones.
10. Anexos.

Capítulo 2: Estado del conocimiento

Para el estudio y análisis de la interacción suelo - estructura de las fundaciones profundas es necesario el conocimiento de diversos factores que son posibles encontrar en la bibliografía en donde se abordan tópicos relacionados directa o indirectamente con el tema de investigación y que sientan las bases de este estudio. Entre otros, interesa la investigación de mecanismos de transferencia de cargas de los pilotes a los suelos, la influencia de las propiedades de resistencia al corte de los suelos que rodean al pilote y del suelo que sirve de apoyo a la punta, la influencia del nivel freático y el método constructivo de los pilotes.

En consecuencia, con el objetivo de cubrir todas las posibles configuraciones de pilotes se ha elegido un ejemplo de un puente ya diseñado, que cuenta con todos los datos estructurales y estudio de suelo necesario para este estudio. El caso de estudio es un puente vial ubicado en la Provincia de Chiloé, X región, cuyos documentos e información necesaria para su análisis, fueron obtenidas a partir de la memoria de cálculo de JLS INGENIERÍA LTDA.

2.1. Historia de las fundaciones profundas de puentes en Chile

La utilización de fundaciones profundas en el diseño de puentes obedece a la necesidad de transferencias de cargas estáticas y dinámicas de la estructura a estratos más resistentes y a profundidades donde no haya riesgo de socavación general y localizada. Los pilotes deben ser capaces de tomar cargas de momentos, cargas horizontales y verticales proveniente de la superestructura, así como incrementos de estas solicitaciones inducidos por solicitaciones sísmicas.[3]

Las fundaciones profundas para puentes en Chile son un tema de estudio relativamente nuevo que se remonta a la década de los '80 mediante la utilización de cajones de fundación, ejecutados en forma manual, instalados por excavación en su interior. [6]

Según Guzmán en [6], a partir de la década de los '90 se produce un incremento en la disponibilidad de equipos de construcción incluyendo los de pilotaje con mayor tecnología en el país, incrementando la capacidad de las empresas y los métodos de ejecución, adecuándose, además, a cada tipo de terreno. Este avance tecnológico estuvo acompañado de un aumento en los diámetros y profundidades máximas a alcanzar por los pilotes. En 1996 se tiene conocimiento de los primeros pilotes pre-excavados de diámetro 1.50 (m), utilizados en la construcción de una de las primeras concesiones viales en Chile: "Autopista Talca-Chillan". En dicha obra aparece por primera vez el concepto de "Pila-Pilote", al utilizar pilotes de diámetros mayores, lo que posibilita continuarlos hasta la viga cabezal transversal de apoyo de las vigas longitudinales del puente, ahorrando grandes encepados a nivel de terreno natural.

La primera experiencia en Chile con pilotes de más de 1,50 (m) de diámetro fue la ejecución de pilotes de 2,00 (m) de diámetro en el Viaducto Las Chilcas, Llay – Llay, V Región en el año 2014. El proyecto contempló la construcción de los pilotes correspondiente a los estribos y cepas del nuevo viaducto utilizando una morsa osciladora de última generación con una cuchara bivalva para dos cables, con un peso operativo de 12.9 (ton). Una de las ventajas de los pilotes de diámetros mayores es la capacidad para tomar cargas axiales, laterales y momentos mayores con lo cual disminuye la cantidad de elementos (pilotes) a vincular a las cepas y estribos.

2.2. Desempeño de los pilotes como fundaciones profundas

A pesar de que en nuestro país es relativamente reciente el uso de pilotes como fundación profunda, la utilización de los pilotes para aventajar dificultades en la fundación de estructuras en suelos blandos se remonta a antes del siglo XIX, principalmente a pilotes diseñados en madera cuya capacidad de carga se limitaba al grosor de la madera y a su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. El pilote de concreto surge gracias al desarrollo industrial, y una de las ventajas sobre el pilote de madera es que con las mismas dimensiones es capaz de soportar compresiones y tensiones mayores. La creación del pilote de acero influye en el diseño de pilotes de gran resistencia de hincado a profundidades mayores, destacándose por su fácil maniobrabilidad. [7]

Los pilotes tienen como principal objetivo ser un elemento estructural capaz de introducirse en el suelo y transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de suelos estructuralmente inestables, como arcillas expansivas o suelos colapsables hasta suelos más profundos o a estratos de rocas que posean la resistencia requerida. En el diseño de fundaciones de puentes es indudable su desempeño al alcanzar con este tipo de cimentaciones, profundidades que no estén afectas a erosión, socavaciones u otros efectos que puedan afectar la estructura. [3]

La materialidad y el tipo de instalación de los pilotes definen el desempeño que cumplirá el pilote como fundación profunda, así como también, el criterio del ingeniero capaz de hacer uso de su experiencia en el campo, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

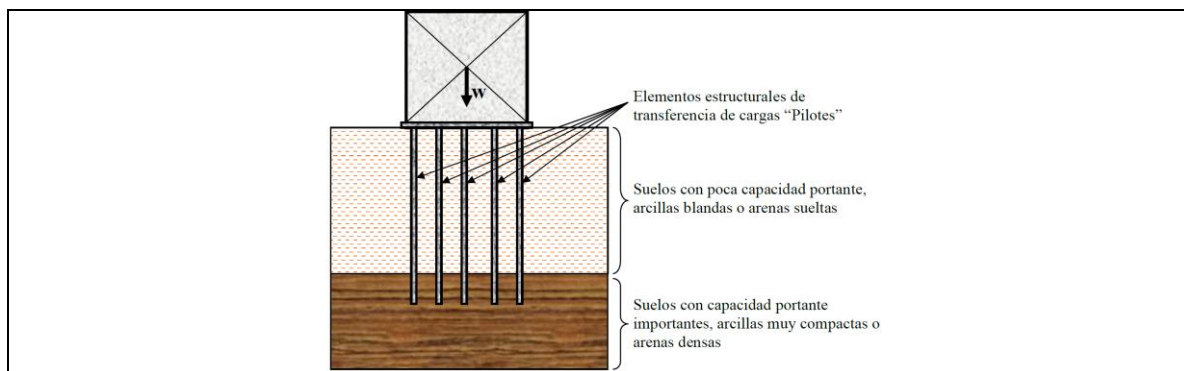


Figura 2.1 – Esquema de una fundación profunda. (Fuente: Extraída de [8]).

2.2.1. Clasificación de los pilotes según material de construcción

De acuerdo con el material de construcción, los pilotes se pueden clasificar como pilotes de acero, de concreto y de madera. Además, en la práctica se pueden encontrar pilotes de material compuesto siendo los más utilizados los fabricados de acero y concreto. Este tipo de pilote es utilizado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado excede la capacidad de los pilotes simples de concretos colados en el lugar. [9] En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra una caracterización de los pilotes de acuerdo con el material con el que es construido.

Tabla 2.1– Caracterización de los pilotes según material constructivo.

Material	Definición	Ventajas	Desventajas
Acero	Elemento de alta resistencia generalmente a base de tubos o de perfiles H laminados. También se encuentran elaborados en vigas de acero de patín ancho y sección I. Longitud usual: 15 a 60 m. Carga usual: 300 – 1200kN.	Alta resistencia y ductilidad que permite puedan hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. Apropiados para aplicaciones con grandes cargas de tracción. Constituyen una buena opción cuando la longitud requerida es mayor a 18 m.	Muy costosos y ruidosos cuando se hincan. En algunos medios, pueden estar sujetos a corrosión. Sin embargo, la corrosión se puede solucionar utilizando protección galvánica.
Concreto	Elemento de concreto reforzado prefabricado o vaciados in situ. Usualmente tienen una sección transversal cuadrada u octogonal. Longitud usual: 15 – 15 m. Carga usual: 300 – 3000kN.	Solución económica y capacidad de carga importante. Fácil de combinarlo con superestructura de concreto. Resistente a la corrosión.	No toleran condiciones difíciles de hincado y tienen mayor probabilidad de dañarse. Difícil transporte.
Madera	Troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cortadas Dividido en tres clases de acuerdo con el diámetro del fuste, que en cualquier caso no debe ser menor a 305mm. Longitud usual: 5 a 15 m. Carga usual: 300 - 500 kN	Permanecen sin daño si están rodeados de suelo saturado. Relativamente económicos.	No resisten altos esfuerzos al hincarse. Se deben usar elementos de acero en la punta para evitar daños. Cuando se localizan arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos.

Fuente: Adaptada de [10].

2.2.2. Clasificación de los pilotes según método de instalación.

Existen diferentes metodologías para conformar una fundación profunda mediante pilotes. Según Leoni [8] las más utilizadas son los Pilotes Hincados y Pilotes Perforados. En este estudio se dispondrá especial atención a los pilotes perforados en suelos no cohesivos, debido a que es el caso de análisis.

2.2.2.1. Pilotes perforados

Son elementos construidos en concreto armado que se diferencian de los pilotes hincados por ser moldeados in situ, por lo que se debe realizar una perforación en el terreno con las mismas dimensiones del cilindro proyectado. Si para conformar el cilindro hay que atravesar suelos finos medianamente compactos a compactos, las perforaciones se pueden realizar con hoyadoras equipadas con Baldes especiales o mechas con helicoidales como se muestra en la Figura 2.2. En casos donde los suelos a atravesar sean gruesos como por ejemplo arenas, con napa elevada, estas perforaciones se podrán ejecutar usando lodos bentónicos para la estabilización de las paredes de la excavación y mediante solamente el uso de baldes, debido a que al utilizar mechas helicoidales los suelos, ya sean finos o arenosos, no se sostienen debajo de las napas. Se debe tener en cuenta que, una vez finalizada la excavación con lodos bentónicos, las paredes de excavación pueden cerrarse parcial o completamente. Para evitar esto, es recomendable que la perforación haga con una camisa metálica, que podrá formar parte del pilote o se podrá retirar a medida que se procede con el colado del hormigón. [8]



Figura 2.2 – Hoyadoras equipadas con balde y con mechas helicoidales. (Fuente: Extraída de [8]).

2.3. Normativa de diseño de puentes en Chile

El diseño de puentes en Chile se basa principalmente en la utilización de distintas normativas internacionales. En el año 1953, los diseños de puentes se realizaron basándose en el diseño establecido por la norma DIN, impuesta por la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas. En los años '60 se comienza a utilizar la norma AASHTO (Standard Specification for Highway Bridges). Desde 1985 comienza a regir el Manual de Carreteras basado en la norma AASHTO, adaptándola a la realidad chilena y al buen comportamiento que tuvieron los puentes durante el terremoto de magnitud 7.8Mw de Valparaíso en 1985 [11], [12].

En la actualidad, las regulaciones de planificación, evaluación, diseño, ejecución y mantención están guiadas por el Manual de Carreteras (2020) [4] publicado el 16 de octubre de 2020, y cuyas principales modificaciones y actualizaciones con la versión anterior son las siguientes:

- La durabilidad del concreto y aplicación de la norma chilena NCh170 en el diseño de estructuras.
- La actualización del Sistema de Control de Calidad del Laboratorio Nacional de Vialidad.
- La actualización de algunos métodos de ensaye en el volumen N°8 “Especificaciones y Métodos de Muestreo, Ensaye y Control”.
- La actualización de los capítulos 7.000, 7.100 y 7.200 para incorporar el Sistema de Gestión de Mantenimiento entre otras materias.

Dentro de los 9 volúmenes del manual se establecen una serie de criterios, disposiciones y recomendaciones complementarias con el objetivo de aplicarlos al diseño de puentes viales en Chile. Interesa en especial, el estudio del Volumen n°3, que en su capítulo 3.1000, entrega las Instrucciones y Criterios de Diseño para “Puentes y estructuras afines”[4, p.1310].

A partir del terremoto del maule del 2010 se modificaron las leyes y normativas de diseño estructural incorporando una resolución (exenta) DV N°743 del 2011 “Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile”[13]. Además, para su diseño se recurre normalmente a las disposiciones de la “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, y las especificaciones de “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, este último código de diseño se incluye desde el año 2015 en las especificaciones del Manual de Carreteras e incorpora criterios de confiabilidad para resistencias y cargas, además de diferentes criterios en estados límites.

Adicionalmente, en la sección 3.1004 Diseño Sísmico del Manual de Carreteras Volumen n°3 [4, p1456] se establecen criterios de diseño basados en fuerzas, en dónde se permite el análisis modal espectral y el análisis estático equivalente. En ambos métodos el sismo corresponde a una fuerza aplicada en función de coeficientes de aceleración máxima del suelo o espectro de diseño y factores de modificación de respuesta.

“La fuerza sísmica considerada está asociada a un periodo de retorno de 475 años. El objetivo de la normativa es que las estructuras logren resistir sin daño movimientos sísmicos de intensidad moderada, limitar daños en sismos de mediana intensidad y prevenir el colapso total o parcial durante sismos de intensidad severa. La limitación de las especificaciones de la norma recae en que pueden ser aplicables a puentes con luces no mayores de 70 (m). De todos modos, estas especificaciones no reemplazan las normas de diseño sísmico específico para cada material, sino que están destinadas para su aplicación en conjunto”. [12]

En el contexto del desempeño sísmico de puentes, es necesario abarcar un escenario más amplio de documentos en dónde se desarrolla en mayor profundidad el comportamiento y los criterios asociados al fenómeno sísmico, entre las normativas de interés se encuentran los códigos AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design, y CALTRANS Seismic Design Criteria, este último perteneciente al Estado de California (EE. UU.), el que en muchos casos se utiliza como referencia en la normativa AASHTO.

En el capítulo 10 del código AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [3, p.1204-1363] se especifica las recomendaciones de diseño de fundaciones. En particular interesa el diseño de los pilotes perforados en función del Standard Penetration Test (SPT), ensayo in situ muy utilizado en suelos no cohesivos con el objetivo de la obtención de parámetros que estimen la resistencia de punta u resistencia friccional de los pilotes.

Sin embargo, en ninguna normativa se especifican criterios bien definidos acerca de la dinámica de la interacción suelo-estructura de los pilotes, sino que se toman cálculos aproximados con el objetivo de simplificar el análisis sísmico suelo-estructura de los pilotes considerando, por ejemplo, según el Manual de Carreteras sección 3.1003.303(1)[4, p.1396] *“para las solicitaciones sísmicas en los pilotes se incluirán factores de rigidez sísmica que incorporan las deformaciones elásticas a las que adicionalmente se imponen las deformaciones no recuperables generadas en el suelo por acción de las solicitaciones cíclicas del sismo”*.

Finalmente, la entidad estatal encargada de regular los proyectos de puentes es el Departamento de Puentes de la Dirección de Vialidad, cuya responsabilidad es:

- Inspeccionar o supervisar técnicamente los contratos de construcciones y/o reparación de puentes.
- Analizar modificaciones de proyectos de puentes.
- Establecer normas técnicas y especificaciones sobre el diseño, construcción y conservación de puentes y estructuras.
- Preparar antecedentes de licitaciones

- Apoyar a la división de Ingeniería de las diferentes regiones en el dibujo, soluciones técnicas, planificación de la ingeniería básica, sondajes, para la completa confección de proyectos de puentes.

2.4. Consideraciones geotécnicas en fundaciones profundas

El estudio de los parámetros y propiedades de la mecánica de suelos es muy importante a la hora de ejecutar cualquier diseño de obras civiles donde es necesario un análisis acabado del medio donde se asentará la estructura, siendo imprescindible la determinación de los esfuerzos y deformaciones que se producen en el suelo debido a las cargas que se le imponen. La determinación de las características del suelo es fundamental en el diseño de las estructuras y fundaciones, más aún, teniendo en conocimiento que el suelo es un material que puede sufrir grandes deformaciones, además de poseer una resistencia límite, la que no debe ser superada por las cargas provenientes de la estructura. Además, según Das & Sobhan en [5], *“el suelo no tiene una resistencia fija, sino que varía en cada lugar dependiendo del tipo de suelo”*, es por ello la importancia del análisis geotécnico de la zona de estudio, prestando mucha atención en la consideración de las propiedades del suelo para el cálculo de las fundaciones superficiales y profundas, debido a que existe mucha incertidumbre en el estudio de los mismos, lo que implícitamente obliga a un adecuado conocimiento del comportamiento de los suelos con el objetivo de calcular correctamente dichos parámetros.

En este apartado se presenta un estado del conocimiento acerca de las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas de los suelos que influyen en el diseño de las fundaciones profundas, enfocándose fundamentalmente en los suelos no cohesivos debido a que es el tipo de suelo presente en el caso de estudio, y además, es el suelo predominante en la mayoría de los puentes en Chile.

2.5.1. Propiedades físicas de los suelos

Das & Sobhan señalan en [5] que, *“para cualquier análisis de mecánica de suelos se debe partir de la base de que el suelo es el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas”*.

Debido a que el suelo es el cimiento estructural por naturaleza, es indudable la importancia de conocer las propiedades físicas de los suelos como su origen, distribución de tamaño de las partículas, forma de las partículas, la capacidad de drenar el agua, entre otras propiedades.

Según Das & Sobhan en [5], es posible obtener una relación entre el peso unitario, relación de vacíos y contenido de humedad. En la tabla 2.6 se muestran valores típicos de dichos parámetros.

Tabla 2.2 - Valores típicos de relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario para algunos suelos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9 - 1.4	30 - 50	11.5 - 14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5 - 3.2	90 - 120	6 - 8
cajón glacial	0.3	10	21

Fuente: Adaptada de [5].

Densidad relativa

Para el estudio de suelos granulares, el grado de compactación en terreno se puede medir de acuerdo con la densidad relativa. Según Das & Sobhan en [5], este parámetro se puede expresar como:

$$D_r(\%) = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right] * \frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} * 100 \quad (2-1)$$

Donde,

$\gamma_d =$ peso específico seco in situ.

$\gamma_{d(\min)}$ = peso específico seco en estado más suelto. Cuando relación de vacíos es e_{\max}

$\gamma_{d(\max)}$ = peso específico seco en estado más denso. Cuando relación de vacíos es e_{\min}

Das & Sobhan señalan en [5] que “la densidad de un suelo granular está relacionado a veces con la densidad relativa del suelo”. En la Tabla 2.3 - Densidad de un suelo granular. se presenta la correlación general de la densidad de un suelo granular y la densidad relativa.

Tabla 2.3 - Densidad de un suelo granular.

Densidad relativa, D_r (%)	Descripción
0 - 20	Muy suelto
20 - 40	Suelto
40 - 60	Medio
60 - 80	Denso
80 - 100	Muy denso

Fuente: Adaptada de [5].

2.5.2 Propiedades mecánicas de los suelos.

Al igual que las propiedades físicas, las propiedades mecánicas de los suelos son muy importante a la hora de cualquier proyecto de ingeniería civil debido a que es necesario el conocimiento de las resistencias al corte y la deformabilidad del suelo, con el objetivo de resolver problemas como la capacidad de carga de las fundaciones profundas.

2.5.2.1. Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo de Mohr- Coulomb es considera como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Es un modelo elastoplástico perfecto a partir de la Ley de Hooke y de la falla de Mohr- Coulomb. Simula el comportamiento de los suelos granulares a través de un modelo en principio elástico y luego plástico perfecto.

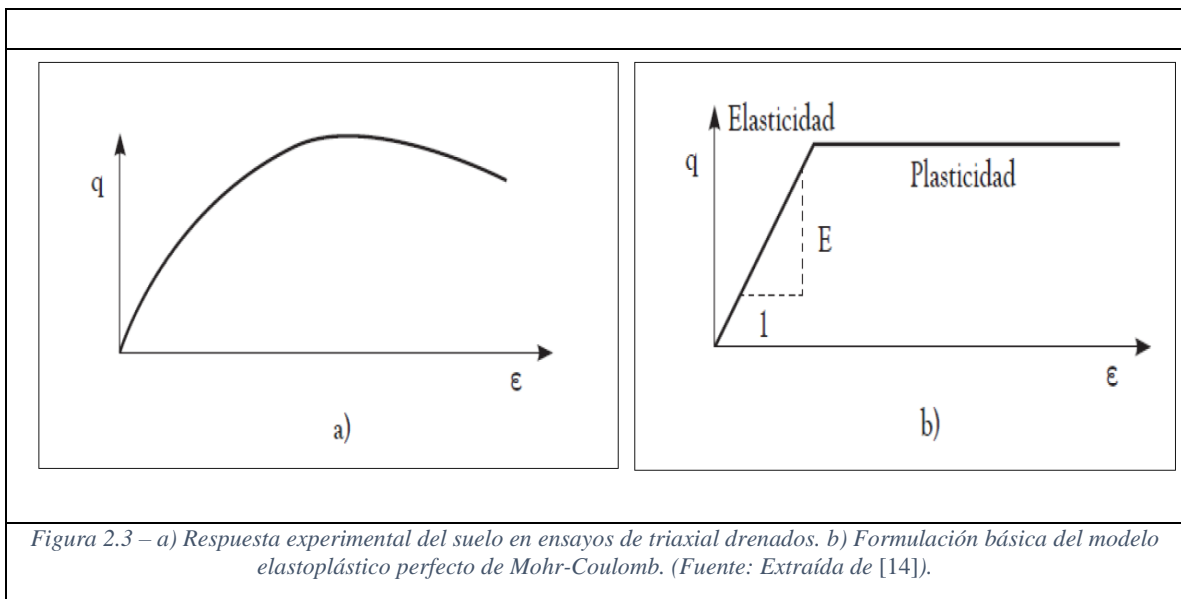


Figura 2.3 – a) Respuesta experimental del suelo en ensayos de triaxial drenados. b) Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto de Mohr-Coulomb. (Fuente: Extraída de [14]).

El suelo sometido a fuerzas externas presenta generalmente una respuesta no lineal y cuya interpretación es muy compleja. La determinación de los distintos módulos de deformación obtenidos en un ensayo triaxial de tensiones es indudablemente significativa con el objetivo de definir entornos de deformación en los problemas de la ingeniería geotécnica. Según Leoni en [15], *“la valoración aproximada de los distintos módulos resulta de gran utilidad para la modelación matemática de la masa de suelos a la hora de resolver problemas de ingeniería geotécnica en los proyectos que se analizan”*.

Según Joseph Bowles en [16], *“la ley de tensión – deformación generalizada de Hooke se utiliza comúnmente para resolver problemas geotécnicos de esfuerzo y asentamientos”*. La ley de Hooke es válida para cualquier material elástico, homogéneo e isótropo, y queda representada para la deformación unitaria en x, y, z, como sigue:

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - \mu * \sigma_y - \mu * \sigma_z)}{E_s} \quad (2-2)$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - \mu * \sigma_x - \mu * \sigma_z)}{E_s} \quad (2-3)$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - \mu * \sigma_x - \mu * \sigma_y)}{E_s} \quad (2-4)$$

Donde, μ es el coeficiente de Poisson y define la relación entre compresión axial ε_v y deformaciones de expansión lateral ε_L , como sigue:

$$\mu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon_v} \quad (2-5)$$

E_s , es el módulo de secante del suelo, que define la relación entre el cambio de esfuerzo y el cambio de desplazamiento.

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (2-6)$$

Considerando, además, la deformación volumétrica, ε_v como la relación entre el cambio volumétrico ΔV y el volumen inicial V de la masa de suelo.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (2-7)$$

Además, Bowles[16] define al módulo de corte G , como una constante elástica que caracteriza el cambio de forma que experimenta un material elástico cuando se aplican esfuerzos de corte. Se define con la siguiente ecuación:

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \mu)} \quad (2-8)$$

Cuando una muestra de suelo es sometida a una compresión confinada debido a una tensión σ , se obtiene una deformación Δz en la dirección de la carga, y al mismo tiempo, una deformación ortogonal a la carga, definida como Δx , como se aprecia en la Figura 2.4. Este tipo de ensayos son similares a la prueba de consolidación para compresión bajo la punta de un pilote in situ, donde se considera la deformación lateral como nula. Por lo tanto, teniendo en cuenta esta consideración y sustituyéndola en las ecuaciones de la ley de Hooke, además de considerar a $\varepsilon_1 = \varepsilon_v$, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_v = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)\sigma_1}{E_s(1 - \mu)} = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} * \frac{\sigma_1}{G_s} \quad (2-9)$$

Cabe destacar que para valores de coeficiente de Poisson igual a 0.5, $\varepsilon_v = 0$, es decir, no existe un cambio de volumen en el suelo.

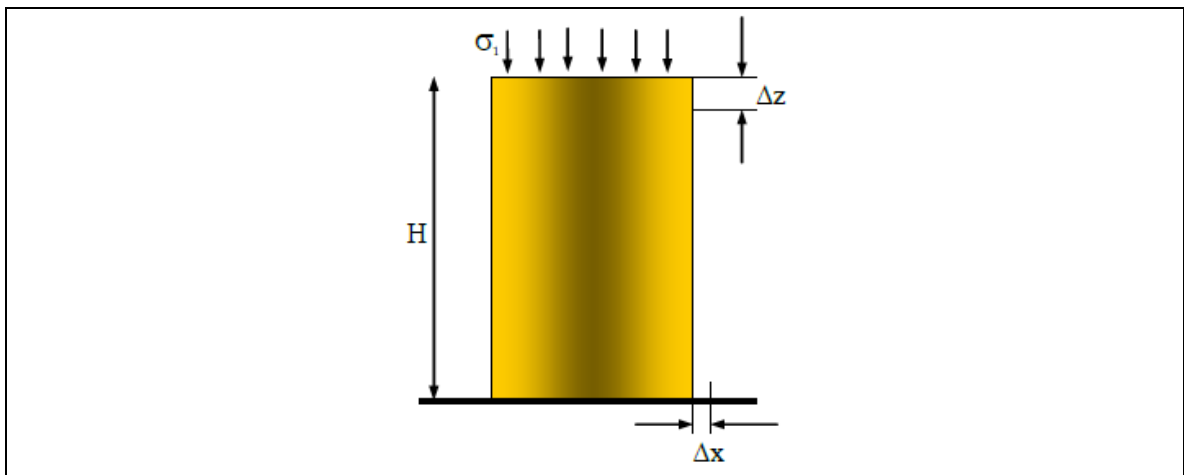


Figura 2.4 – Deformaciones experimentada en una probeta bajo un estado de tensiones σ . (Fuente: Extraída de [15]).

En la Tabla 2.4 se muestran valores típicos de coeficiente de Poisson para distintos tipos de suelos.

Tabla 2.4 – Valores aproximados del coeficiente de Poisson para distintos tipos de suelos.

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arena Suelta	0.1 -0.3
Arena Densa	0.3 - 0.4
Limo	0.2 - 0.4
Arcilla Saturada	0.5
Arcilla Parcialmente Saturada	0.3 - 0.4
Arcilla con Arena	0.2 - 0.4

Fuente: Adaptada de [16].

2.5.2.1. Ley de tensiones

Terzaghi (1925) citado por Das & Sobhan en [5] establece el principio de tensiones efectivas que radica principalmente en el estudio de las distintas condiciones de drenaje del agua intersticial. De este modo en suelos saturados, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial (u).

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2-10)$$

Donde,

$$\sigma = \text{esfuerzo total}$$

$$\sigma' = \text{esfuerzo efectivo}$$

$$u = \text{esfuerzo intersticial}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (2-11)$$

Donde,

$$\sigma' = \text{Esfuerzo efectivo de confinamiento}$$

$$\sigma = \text{Esfuerzo total}$$

$$u = \text{Presión Intersticial o de poros}$$

Los parámetros que se presentan en la ecuación están presentados en unidades de $\frac{[F]}{[L^2]}$

El esfuerzo vertical total del suelo viene dado por:

$$\sigma = \gamma * D \quad (2-12)$$

Donde,

$$\gamma = \text{Peso específico seco del suelo} \left(\frac{KN}{m^3} \right)$$

$$D = \text{profundidad del estrato (m)}$$

Mientras que la presión de poros o presión intersticial del estrato se calcula como:

$$u = \gamma_w * D \quad (2-13)$$

Por lo tanto, el esfuerzo vertical efectivo depende directamente del nivel freático y la presencia de agua en el estrato.

Donde,

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua} \approx 9,81 \left(\frac{KN}{m^3} \right)$$

$$D = \text{profundidad del estrato (m)}$$

En tanto, la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** en términos efectivos queda reescrita:

$$\tau' = c' + \sigma' * \tan\phi' \quad (2-14)$$

Donde

$$c' = \text{esfuerzo de cohesión efectivo}$$

$$\sigma' = \text{Esfuerzo efectivo de confinamiento}$$

$$\phi' = \text{ángulo de fricción efectivo}$$

El valor de c' para arena y limo orgánico es 0, mientras que para arcillas normalmente consolidadas, c' se puede aproximar a 0. Las arcillas sobre consolidadas tienen valores de c' mayores que 0.

El ángulo de fricción ϕ' para arcillas normalmente consolidadas varía generalmente entre 20° y 30°, mientras que para arcillas sobre consolidadas este valor disminuye. Para suelos granulares este valor depende del estado de empaquetamiento como se muestra en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 – Valores típicos de ángulo de fricción ϕ' para suelos granulares – sin cohesión.

Grado de compacidad	Angulo de fricción, ϕ' (grados)
Muy suelto	<30
Suelto	30 - 35
Compacto	35 - 40
Denso	40 - 45
Muy denso	>45

Fuente: Adaptada de [5].

2.5.4. Ensayos de campo

Según Leoni en [15], *“los ensayos geotécnicos de campo permiten la obtención de la caracterización mecánica de las capas que componen el subsuelo a partir de parámetros medidos en el propio medio natural”*.

Si bien existe una diversidad de técnicas de ensayos de campo todas cumplen el mismo objetivo. Comparado con los ensayos en laboratorio, los ensayos en campo son más precisos y estables, dado que para que un ensayo en laboratorio arroje resultados confiables y cercanos a la realidad la muestra debe estar intacta y lo menos alterada posible, algo más complejo de realizar. Sin embargo, estos ensayos no sustituyen a los ensayos de laboratorio, sino que son un complemento. En conclusión, las muestras alteradas son representativas y comúnmente son utilizados para la obtención de análisis granulométrico, clasificación del suelo, humedad, límites de consistencia, peso específico de sólidos de suelo y determinación del contenido orgánico. Mientras que las muestras no alteradas destacan por arrojar datos y parámetros del suelo mucho más específicos como la resistencia del suelo, la cohesión, el ángulo de fricción y el módulo de compresibilidad entre otros.

Una de las ventajas de los ensayos de campo es que son rápidos, relativamente económicos y la proporción de datos que presentan es abundante. Uno de los ensayos de campo más utilizados y extendido a lo largo del mundo es el ensayo Standard Penetration Test (SPT) que *“permite obtener muestras de suelo inalteradas a mayores profundidades, especialmente, donde se construirán cimentaciones profundas, dando criterios para determinar el estrato firme donde cimentar”*. [19]

2.5.4.1. Ensayo normal de penetración estándar

El ensayo SPT por sus siglas en inglés Standard Penetration Test o Ensayo Normal de Penetración Estándar es uno de los ensayos mayormente utilizados en el ámbito de la geotécnica principalmente por su facilidad, velocidad y economía. El Ensayo SPT está normalizado por la Norma ASTM D1586-84, y en términos simples, es un sondaje por percusión que permite estimar densidad, cohesión, ángulo de roce, entre otros parámetros de interés. Además, permite la toma de muestras alteradas en suelo finos, arenas y gravas. [8]

El Ensayo tiene su mejor aplicación en Arenas, mientras que no es recomendable utilizarlo en Gravas gruesas. Las propiedades que permite determinar el SPT es una evaluación cualitativa de la compactación y comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.

“Con el valor N se puede determinar, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el coeficiente de variación volumétrica y la capacidad portante”. [19]

Rodríguez en [19], señala que en 1948 por medio del libro de “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica” de Terzaghi – Peck se hace por primera vez referencia al Ensayo SPT.

2.5.4.2. Metodología del Ensayo SPT

A partir de [15] se estudia a la metodología del ensayo SPT, que consiste en la ejecución de una perforación como se muestra en la Figura 2.5 que radica en una cañería que en su extremo inferior tiene una mecha roscada que al girarse, en forma manual o mecánica, puede remover suelo natural en el que se le apoya.



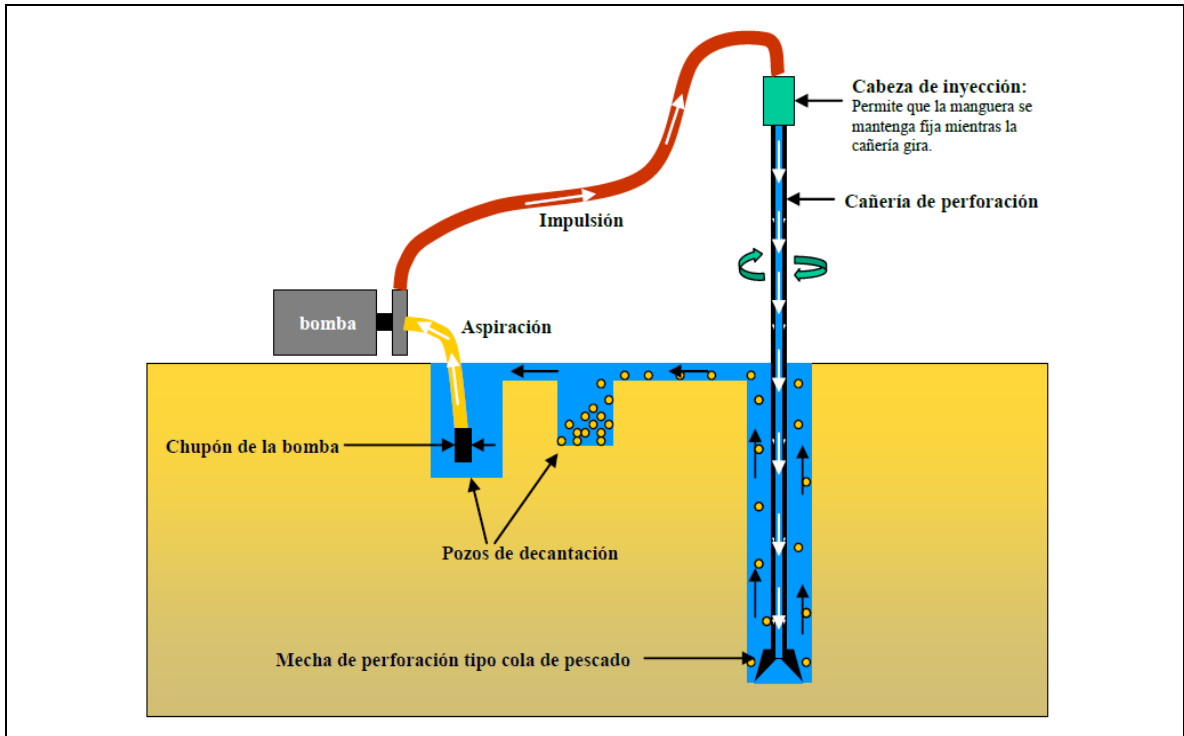


Figura 2.5– Esquema de una perforación para estudio de suelos. (Fuente: Extraída de [15]).

Luego de llegado a la cota de perforación que se desea para realizar el ensayo de penetración, se debe limpiar el fondo, retirar las barras de perforación del sondeo, cambiar la mecha de corte y reemplazarla por el saca muestras normalizado que se muestra en la Figura 2.6. Las medidas estandarizadas se muestran en la Tabla 2.6.

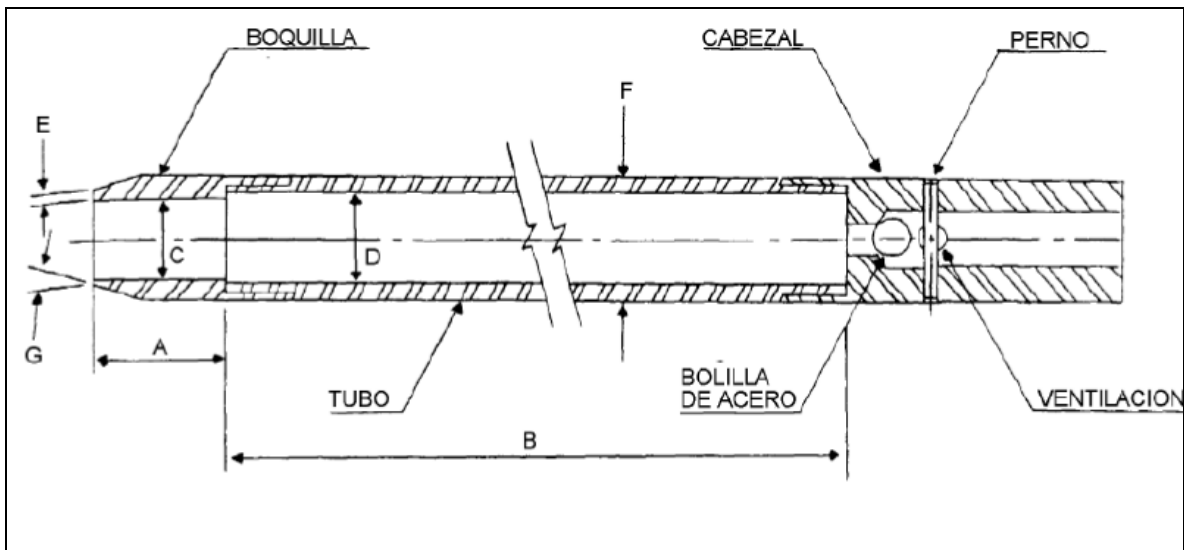


Figura 2.6 – Cucharita normalizada de Terzaghi. (Fuente: Extraída de [15]).

Tabla 2.6 – Dimensionamiento de los componentes de la cuchara de Terzaghi de acuerdo con la normativa ASTM D1586.

Medidas de los componentes de la cuchara de Terzaghi	
A	25 a 50 [mm]
B	457 a 762 [mm]
C	34.93 ± 0.13 [mm]
D	$38.1 \pm 1.3 - 0.0$ [mm]
E	2.54 ± 0.25 [mm]
F	$50.8 \pm 1.3 - 0.0$ [mm]
G	16.0° a 23.0°

Fuente: Adaptada de [15].

Posterior a ello, se coloca un taco de madera apoyado en el terreno y contra la cañería para tenerlo como referencia y se miden tres tramos consecutivos de 15 cm cada uno (total 45 cm) que se marcan en la cañería de perforación. Seguidamente, la cañería es impactada en su extremo superior para provocar la hincada en el terreno del saca muestras, el hincado se produce por golpes de un martinete de peso normalizado (140libras) que cae desde una altura normalizada (30 pulgadas), hasta que el saca muestras penetre 45 cm en el terreno virgen como se muestra en la Figura 2.5. Una vez realizado el ensayo, el saca muestras se recupera obteniendo una muestra representativa del suelo, siempre y cuando la granulometría del terreno lo permita y no quede falseada por el diámetro de la cuchara.

Finalmente, el valor del ensayo, o índice “N” o “SPT”, está definido como los números de golpes que se le deben dar a la cañería para el saca muestras normalizado, penetre en el terreno 30 cm con un trabajo de 48,39 kg*m en cada golpe, a partir del cual permite establecer mediante correlaciones empíricas ciertos parámetros relacionados a la resistencia o a la deformabilidad del material.

Según Leoni [15], cuando se investigan suelos muy resistentes, los ensayos de penetración pueden ser suspendidos aún cuando no se haya alcanzado a penetrar el terreno los 45 cm que determina el procedimiento, esto con el objetivo de no deteriorar el equipamiento. Las causas para suspender un ensayo SPT pueden ser:

- a- Cuando en un ensayo se requieren dar 50 golpes o más para penetrar 15 cm.
- b- Cuando se aplican 100 golpes en total y no se logra alcanzar los 45 cm de penetración.
- c- Cuando no se observa penetración alguna, luego de aplicar 10 golpes a la cañería y se nota que el martinete rebota sobre las barras de perforación.

2.5.4.3. Correlaciones SPT para la obtención de parámetros en suelos granulares

A continuación, en función del ensayo SPT, en la Tabla 2.7 se muestra el nivel de compacidad de los suelos granulares de acuerdo con la clasificación de Skempton en 1986, mientras que en la Tabla 2.8 se muestra una clasificación de la consistencia de los terrenos cohesivos.

Tabla 2.7 – Clasificación de Skempton (1986) sobre la compacidad de los suelos granulares en función del SPT.

Compacidad	NSPT
Muy suelta	< 4
Suelta	4 a 10
Medianamente compacta	10 a 30
Compacta	30 a 50
Muy compacta	> 50

Fuente: Adaptada de [15].

Tabla 2.8 – Consistencia de los suelos cohesivos en función del ensayo SPT

Consistencia	NSPT
Muy blanda	< 2
Blanda	2 a 4
Medianamente firme	4 a 8
Firme	8 a 15
Muy firme	15 a 30
Dura	> 30

Fuente: Adaptada de [15].

Correlación para el valor N_{60}

Según Espinoza en [20], “para suelos granulares, el valor de N_{60} se ve afectado por la presión efectiva de confinamiento al nivel del ensayo de penetración, σ'_{v0} y por dicha razón el valor de N_{60} obtenido a partir de los resultados de ensayos de campo bajo distintas presiones de confinamiento debe ser modificado para que sea equivalente a un valor estándar, es decir”:

$$N_{60} = C_r * C_s * C_d * N_{terreno} \quad (2-15)$$

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (2-16)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = valor de N_{60} corregido a un valor estandar considerando $\sigma_a = p_a$ ($\approx 100Kpa$)

C_N = factor de correccion.

N_{60} = indice de penetracion obtenido de los resultados de campo.

Factor de corrección C_N según relación de Liao & Whitman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \right]^{0.5} \quad (2-17)$$

Correlación para la densidad relativa:

Mayerhof (1957) desarrollo la siguiente relación:

$$D_r = \left[\frac{N_{60}}{17 + 24 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \quad (2-18)$$

Correlación para determinar el ángulo de fricción interna del suelo

- El ángulo de fricción interna del suelo se calcula de acuerdo a las correlaciones de los resultados del SPT con la ecuación de Peck, Hanson y Thornburn (1974) [3]

$$\phi' = 27.1 + 0.3 * N_{60} - 0.00054 * N_{60}^2 \quad (4-1)$$

2.6. Comportamiento geotécnico de pilotes

Los pilotes son diseñados para transmitir cargas de la superestructura a niveles más bajos en la masa de suelo. Esta transferencia puede ser por distribución vertical de la carga a lo largo del eje del pilote utilizando un pilote de fricción (o flotante), o como una aplicación directa de carga a un estrato inferior a través de la punta del pilote. Sin embargo, todos los pilotes soportan cargas como una combinación de resistencia axial, lateral y momento (Figura 2.7), excepto cuando el pilote penetra un suelo extremadamente blando hasta llegar a una base sólida. [16]

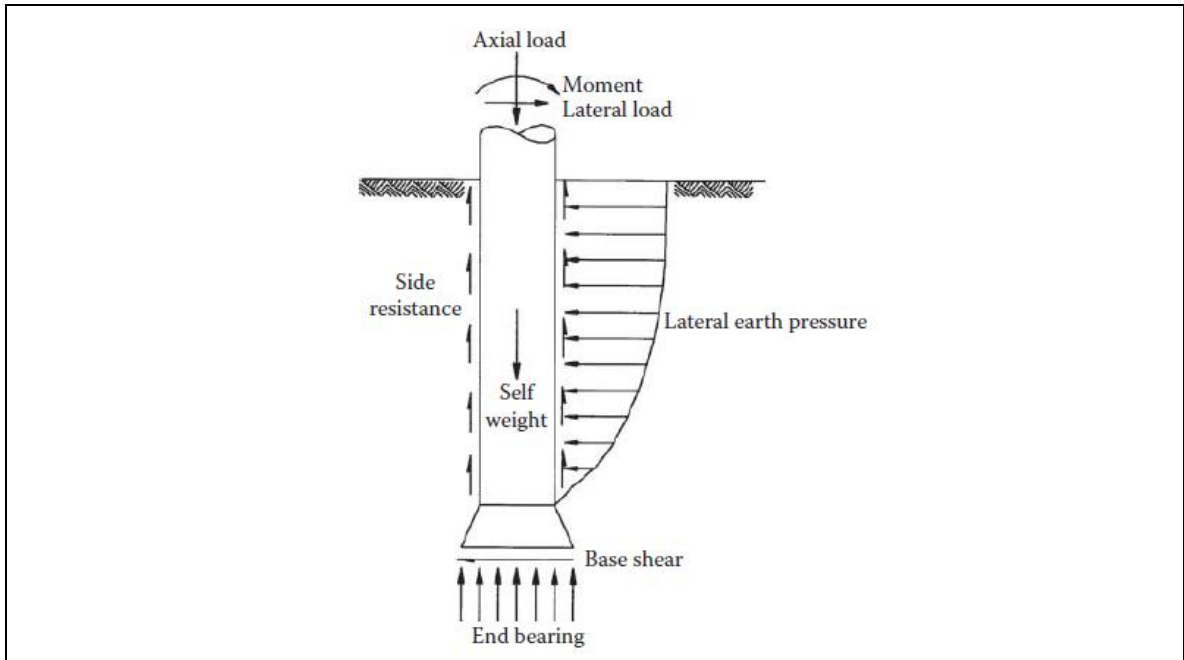


Figura 2.7 – Diagrama de resistencia de un pilote aislado. (Fuente: Extraída de [21]).

En la Figura 2.8 se muestran las distintas configuraciones de pilotes y los supuestos típicos para su estudio, teniendo en cuenta que el análisis de la capacidad de carga suele ser estudiada para una sola pila, sin embargo, normalmente se utilizan tres o más pilotes en un grupo. Se destaca la capacidad de este tipo de fundaciones para solucionar problemas en fundar sobre suelo expansivos y colapsables, una gran ventaja sobre las fundaciones superficiales. Sin ir mas lejos, una fundación superficial sobre este tipo de suelos induciría a daños considerables en la estructura. La desventaja de fundar con pilotes es que suelen ser alternativas más costosas del punto de vista económico en comparación con las fundaciones superficiales.

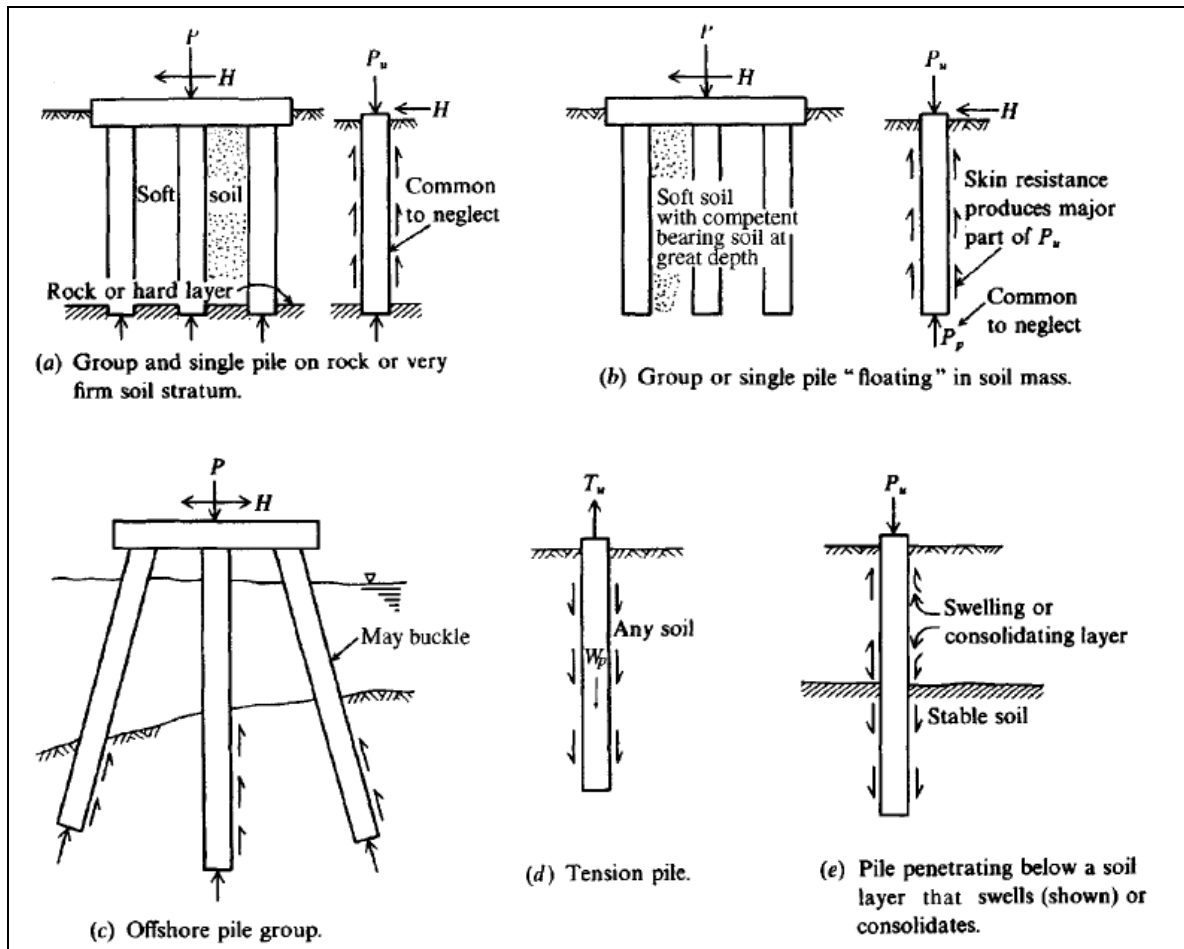


Figura 2.8 – Configuración típica de pilotes. a) Pilote aislado o en grupo en un estrato de suelo muy firme. b) Pilote aislado o en grupo con pila flotante o de fricción. c) Grupo de pilotes sobre la superficie. d) Representación de la tensión en el pilote. e) Pilote enterrado en suelo estable debajo de un suelo expansivo. (Fuente: Extraída de [16]).

Para el diseño de los pilotes, además de las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo in situ, el tipo de constructibilidad del pilote y su material es necesario determinar la capacidad de carga estática del pilote, tanto axial como lateral, y además analizar, la interacción suelo-estructura del pilote.

La determinación de la capacidad de carga del pilote es muy compleja, y en la literatura se encuentran una gran cantidad de ecuaciones distintas que no siempre conllevan al mismo resultado. En este apartado se analizará con detalle la capacidad de soporte axial y lateral de los pilotes a partir de ecuaciones empíricas ampliamente utilizadas y actualmente aceptadas.

2.6.1. Capacidad de carga axial del pilote

Antes de entrar en los métodos de cálculo propiamente tal, es necesario destacar que la ecuación principal de capacidad de carga última Q_u de un pilote queda definida según Chen & Duan en [21] por la ecuación (2-19) y cuya representación gráfica se ilustra en la Figura 2.9. Cabe destacar que en la ecuación el peso del pilote generalmente se desprecia bajo cargas de compresión, debido a que el peso del suelo desplazado y el peso del pilote son casi similares. Sin embargo, bajo condiciones de carga de elevación este sí se debiese considerar. [21]

$$Q_u = Q_p + Q_s \pm W_{pilote} \quad (2-19)$$

Donde,

Q_p = capacidad de soporte de carga de la punta del pilote.

Q_s = resistencia por fricción derivada de la interacción suelo – pilote.

W_{pilote} = peso efectivo del pilote.

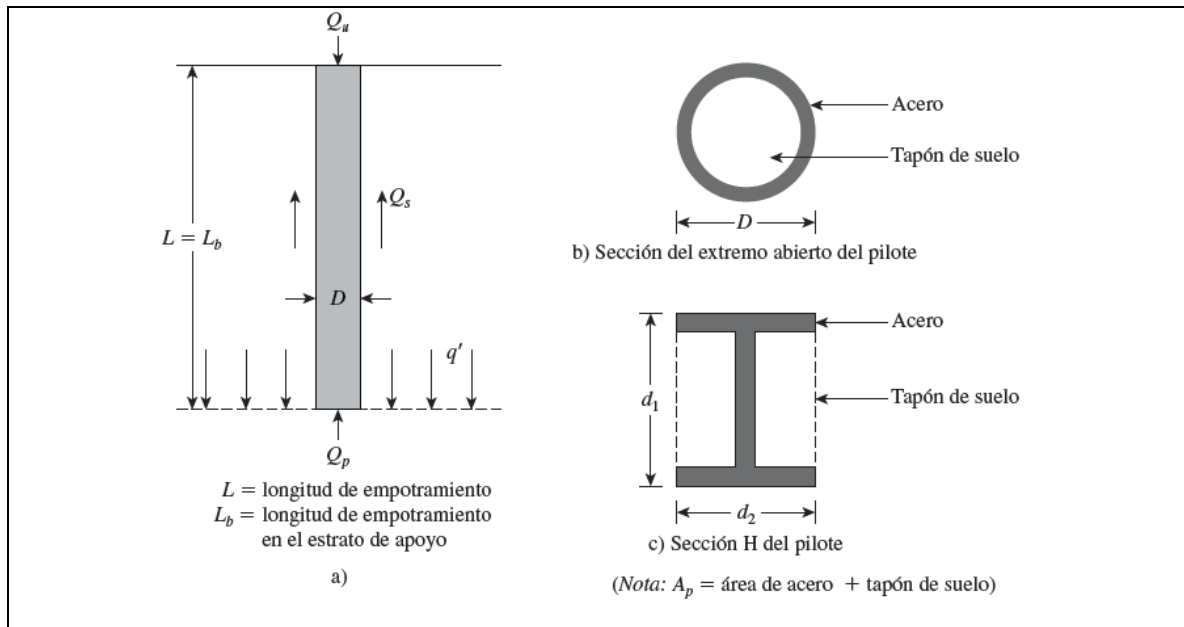


Figura 2.9 – Capacidad de soporte de carga última de un pilote. a) Perfil del pilote. b) Sección del pilote de acero. C) Sección pilote en H. (Fuente: Extraído de [10]).

2.6.2. Capacidad de carga de la punta o Tensión de punta

Cuando se carga axialmente el pilote, en la punta se forma un cono de suelo no alterado, y a medida que la carga penetra mayor profundidad, la superficie curva del suelo se corta en los laterales de la fundación. La capacidad de punta en suelos granulares generalmente aumenta en relación a la profundidad de empotramiento del pilote. En complemento, la capacidad de carga de la punta, Q_p , se puede obtener a partir correlaciones mediante el ensayo SPT.

2.6.2.1. Método con correlaciones de ensayo SPT para suelos granulares

Según Breud at. al en 1976 citado en [5], a partir de observaciones de campo, sugirió que la resistencia unitaria de punta ultima q_p en un suelo granular homogéneo se puede obtener a partir de números de penetración estándar, como lo muestra la ecuación

$$q_p = 19,7 * Pa * N_{60}^{0.36} \quad (2-201)$$

Donde,

$$q_p = \text{resistencia unitaria de punta.}$$

N_{60}

= valor promedio del NSPT cerca de la punta del pilote (casi 10D arriba y 4D debajo de la punta del pilote)

$$P_a = \text{Presion atmosferica} \approx 100 \frac{kN}{m^2}$$

Finalmente, la capacidad de punta del pilote queda definida como:

$$Q_p = A_p q_p = A_p * 19,7 * Pa * N_{60}^{0.36} \quad (2-212)$$

Donde,

$$A_p = \text{área de la punta del pilote.}$$

2.6.3. Capacidad de carga por fricción o tensión de fuste

Para el análisis de la resistencia por fricción, Q_s de un pilote es necesario tener en cuenta la interacción suelo-pilote. Touma & Reese en [10] describen la siguiente ecuación:

$$Q_s = \sum p * \Delta L * f \quad (2-22)$$

Donde,

$$p = \text{perímetro de la sección del pilote.}$$

$\Delta L =$ longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

$f =$ resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z .

Según Das en [10], menciona que, “el parámetro de la resistencia unitaria por fricción, f , es difícil de estimar”. Se ha observado que la naturaleza de variación de f en el campo es aproximadamente como se muestra en la Figura 2.10, donde f aumenta con la profundidad aproximadamente de manera lineal hasta una profundidad crítica $L' = 15$ a 20 veces el diámetro del pilote. La tabla 2.21 presenta valores típicos de la relación longitud crítica y diámetro en función de la compacidad del suelo.

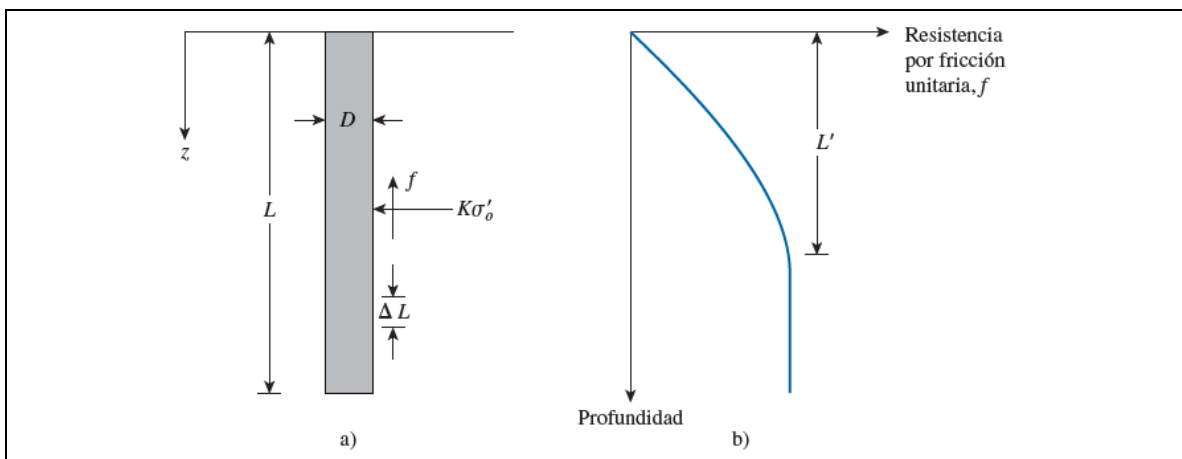


Figura 2.10 – Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena. (Fuente: Extraída de [10]).

Das afirma además en [10], que “en suelos granulares la resistencia unitaria por fricción (f) es menor que la resistencia por punta del pilote, y depende directamente de la profundidad z y la interacción entre el suelo y el pilote”.

A partir de métodos empíricos se puede deducir la siguiente ecuación:

Para $z=0$ a L'

$$f = K_s * \sigma'_0 * \tan(\delta) \quad (2-23)$$

Para $z=L'$ a L

$$f = f_{z=L'} \quad (2-24)$$

Donde,

$K_s =$ coeficiente lateral de tierra.

$\sigma'_0 =$ esfuerzo efectivo vertical a profundidad z .

$\delta = \text{ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.}$

Chen & Duan en [21] muestran valores típicos para K_s , σ'_0 y ángulo de fricción para el cálculo de la resistencia unitaria por fricción (f) basados en investigaciones y ensayos de diversos investigadores considerando el material de construcción del pilote, tipo de pilote y la compacidad del suelo, como se muestra en la siguientes tablas:

Tabla 2.9 – Valores típicos de δ de acuerdo con el tipo de material del pilote en suelo granular.

Tipo de Pilote	δ en Grados	Alternativa para δ
Hormigón	-	$\delta = \frac{3}{4}\phi$
Hormigón Rugoso	33	$\delta = 0.85\phi$
Hormigón Liso	30	$\delta = 0.70\phi$
Acero	20	-
Acero Corrugado	33	$\delta = \phi$
Acero Liso	-	$\delta = \phi - 5^\circ$
Madera	-	$\delta = \frac{3}{4}\phi$

Fuente: Adaptada de [21].

Tabla 2.10 – Aproximación del parámetro K a las presiones pasivas de la tierra.

Tipo de Pilote	K_s
Perforado o hincado con ayuda de chorro de agua	$\approx K_s = 1 - \text{sen}\phi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_s = 1 - \text{sen}\phi'$ a $1.4K_s = 1.4(1 - \text{sen}\phi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_s = 1 - \text{sen}\phi'$ a $1.8K_s = 1.8(1 - \text{sen}\phi')$

Fuente: Adaptada de [10].

2.6.4. Capacidad de Carga Admisible de un Pilote

Para la obtención de la carga admisible es necesario tener en cuenta la seguridad estructural del sistema a partir de la inclusión de un Factor de seguridad que aminorará las cargas ultimas por fricción y por punta.

Según Alva en [7], “la capacidad de carga admisible se toma como la menor de las siguientes ecuaciones”:

$$a) \quad Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{2.5} \quad (2-25)$$

$$b) \quad Q_{adm} = \left(\frac{Q_p}{3.0}\right) + \left(\frac{Q_s}{2.0}\right) \quad (2-26)$$

Las fórmulas de capacidad de carga de los pilotes vistas con anterioridad solo representan un rango aproximado de la capacidad ultima, debido a que en ambas ecuaciones se utilizan valores por debajo de la resistencia al corte limite.

2.7. Interacción Suelo – Estructura de un pilote

Como se menciona con anterioridad, el pilote es un elemento estructural que se construye con el objetivo de transferir las cargas de las columnas al terreno natural, y es por ello mismo que se hace necesario considerar el suelo y la estructura del pilote como un sistema, de tal manera que interactúan recíprocamente, siendo que, si algo sucede con alguno de los componentes del sistema, como por ejemplo el suelo, este afecta necesariamente a la fundación de la estructura. Es un error identificar los elementos como independientes y estudiarlos por separado, ya que induce a problemáticas que se alejan de la realidad, aún cuando sea posible realizarlos para crear modelos simplificados de variables. Inclusive conociendo la resistencia de un suelo de grava donde la capacidad de resistencia es mayor, no es recomendado crear suposiciones de que se trata de un suelo de buena calidad para construir sobre él, y que no es necesario un estudio de la mecánica de suelos, más aún, teniendo en conocimiento que Chile es un país sísmico y que la edificación puede estar asentado en zonas de peligro inminente, donde pudiesen existir partículas finas de gran fuerza expansiva y suelos potencialmente licuables. [19]

Dentro de la interacción suelo - estructura de una fundación profunda está presente una parte estática y una parte dinámica. La respuesta estática de la interacción entre el suelo y la estructura de fundación es menos complicada de analizar con relación a la respuesta dinámica, debido a que no es necesario de parámetros relacionados con la variable tiempo. Para la obtención de la respuesta dinámica del terreno generalmente se recurren a modelos de elementos finitos donde se evalúa al suelo como un material cargado cíclicamente, analizando el comportamiento esfuerzo-deformación a través del tiempo. Cuando la importancia de la estructura es mayor, como el caso del diseño de puentes importantes, es recurrente el uso de programas computacionales, especialmente cuando se requieren análisis de respuestas particulares de sitio, donde no basta con el espectro de diseño que entrega la normativa sísmica y los códigos vigentes, sino que es necesario la construcción de un espectro de respuesta particular en el sitio que se acerque a la realidad. [17]

Según Guánchez [17], *“es fundamental el análisis de la respuesta del suelo con la finalidad de predecir los movimientos en la superficie del terreno para la construcción de espectros de respuesta de diseño, evaluar esfuerzos y deformación de naturaleza dinámica y determinar las fuerzas inducidas por el sismo que puedan conducir a un estado de inestabilidad del suelo y las estructuras de cimentación”*.

En el caso de los puentes son estructuras que en su base están sometidas a cargas axiales, laterales y de momento flector, y por ende, las cimentaciones sufren la incidencia de ese comportamiento y a

la acción de fuerzas en diferentes direcciones no solo por el efecto de la acción sísmica y la acción del viento, sino también por el paso de cargas rodantes que determinan sollicitaciones de ese tipo, como lo indica la Figura 2.11. Normalmente, debido a la configuración del sistema de fundación de la estructura, es decir, la interacción entre el suelo y la estructura de fundación, el efecto de la carga lateral se desprecia sin muchas veces conocer la real situación y se asume el criterio, sin tener teorías y conocimientos de base [3]. Por lo tanto, es importante verificar el efecto de la carga lateral y la interacción entre el suelo y la estructura de fundación.

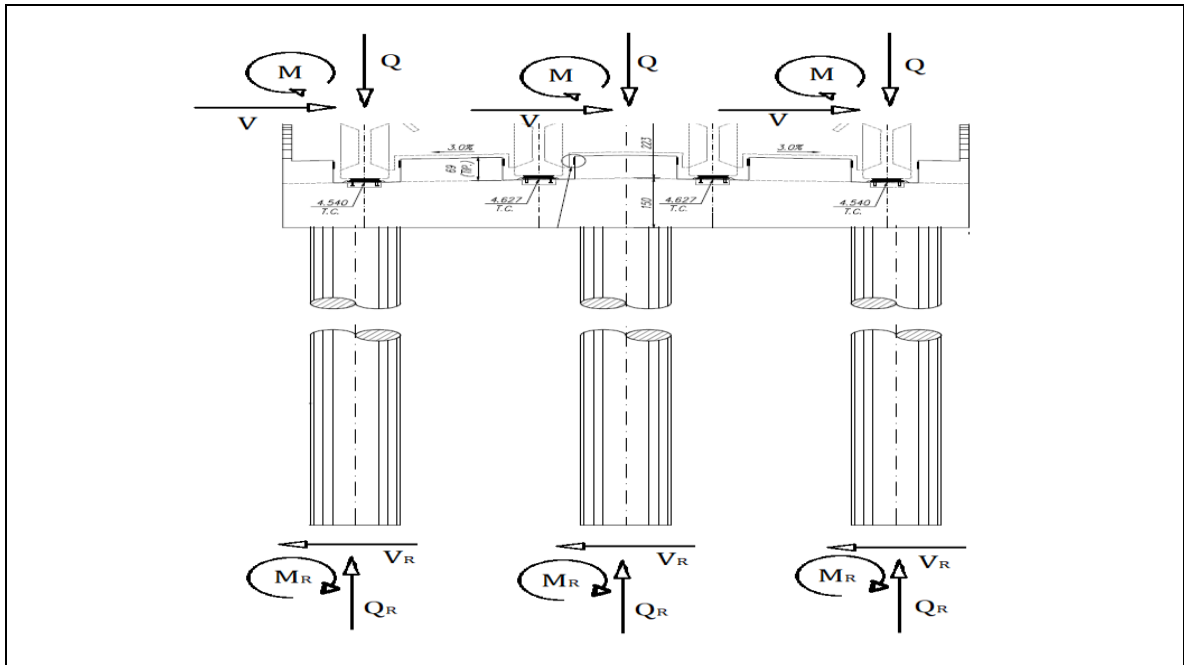


Figura 2.11 – Esquemática de las cargas actuantes en los pilotes de un puente vial. (Fuente: Adaptado de [17])

2.7.1. Capacidad de carga lateral de los pilotes

Chen & Duan definen en [21] a la capacidad de carga lateral de una fundación profunda como la capacidad de resistir la deflexión lateral provocada por fuerzas horizontales y momentos de vuelco que actúan sobre la cabeza de la fundación.

El comportamiento de pilotes sometidos a cargas laterales y momentos conlleva una mayor complejidad respecto del comportamiento de pilotes sometidos a carga axial. Esto se debe principalmente porque en este estado las propiedades geométricas y estructurales de los pilotes influyen tanto como las propiedades del suelo, y la falla frecuentemente se debe a la flexión del pilote.[22]

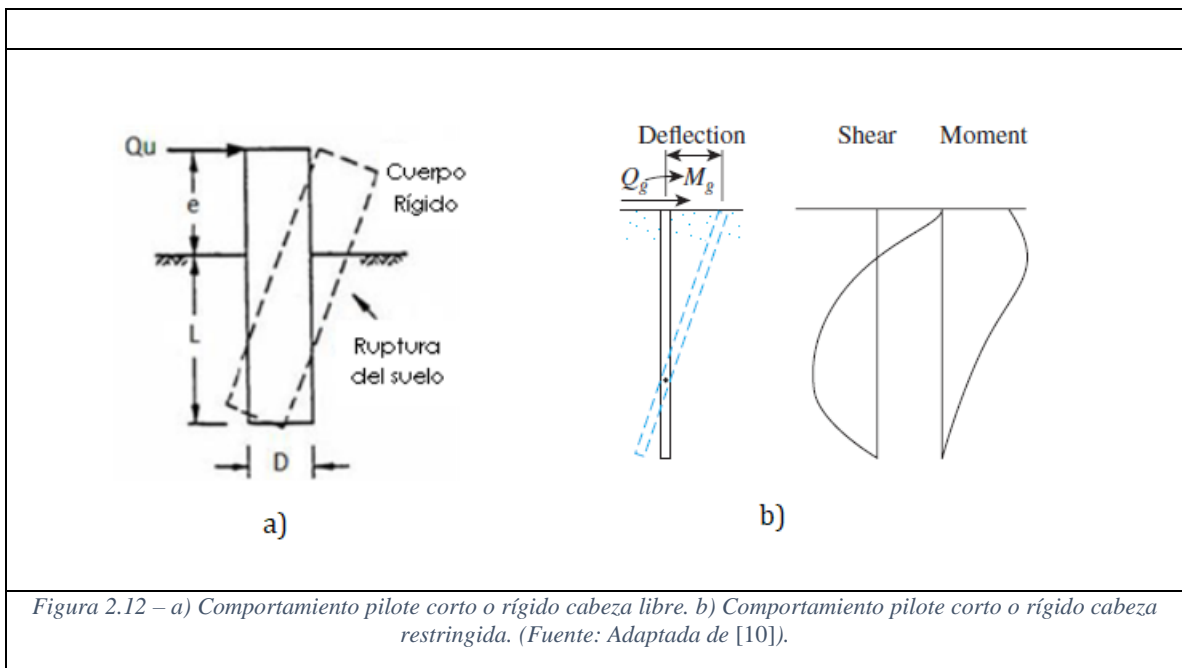
Ante esta apreciación es indudable caracterizar la rigidez del pilote con el objetivo de comprender su comportamiento. Randolph (1981) [16] considera que “la mayoría de los pilotes encontrados en la práctica se comportan como flexibles, concentrando la mayor parte de las deformaciones en la parte superior hasta 10 veces el diámetro en relación a la superficie del terreno. Ese fenómeno representa la mayor diferencia entre comportamiento axial y lateral de los pilotes”.

2.7.1.1. Método de Broms 1965

Para calcular la capacidad última en pilotes cargados lateralmente, Broms (1965) [10] desarrolló una solución simplificada, suponiendo la falla por cortante del suelo en pilotes cortos, y falla gobernada por la resistencia a la fluencia de la sección del pilote en pilotes largos. Esta solución se presenta para pilotes con cabeza libre o empotrada en arenas y arcillas.

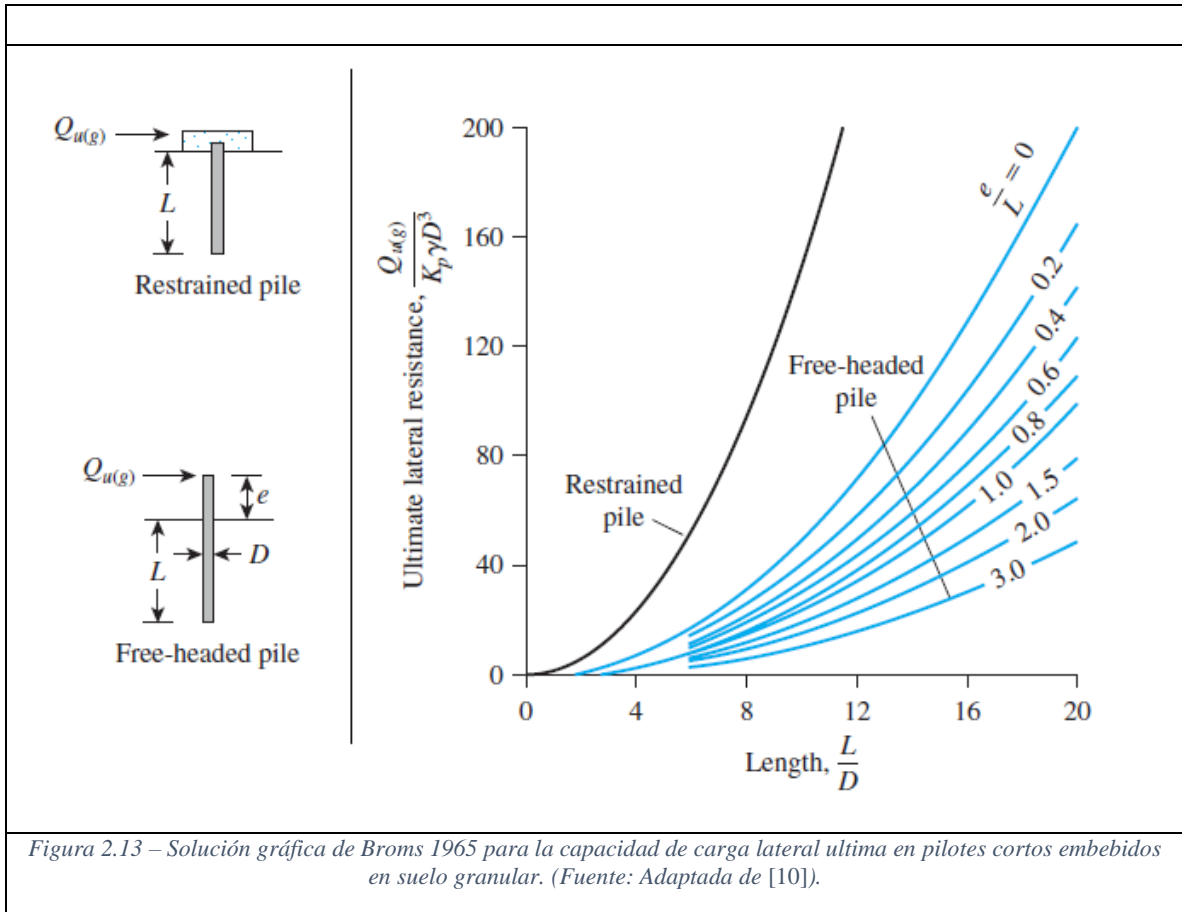
a) Pilotes cortos embebidos en suelo granular:

Normalmente, este tipo de pilotes tiene una relación diámetro – longitud del pilote más importante que un pilote largo, comportándose casi como un cuerpo rígido, donde las deformaciones elásticas son insignificantes. La capacidad de carga es determinada por el suelo, es decir, es más probable que el suelo falle por corte (suelo alcanza su resistencia máxima al corte), induciendo en la falla del sistema suelo – pilote como se muestra en la figura 2.12.



Para el cálculo de la resistencia de la carga lateral ultima Broms 1965 [10] propone gráficas que se muestran en la figura 2.13 en función de los parámetros del suelo y la relación longitud del pilote y diámetro del pilote. El método de cálculo es calcular la relación L/D , y en función de las curvas para pilote con cabeza libre o cabeza restringida, y la relación e/L , obtener la solución para el valor $\frac{Q_{u(g)}}{K_p \gamma D^3}$

Luego, con los valores conocidos de los respectivos parámetros se despeja el valor de la resistencia de carga lateral ultima, $Q_{u(g)}$.



Donde,

L = longitud del pilote.

D = diámetro del pilote.

$$K_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

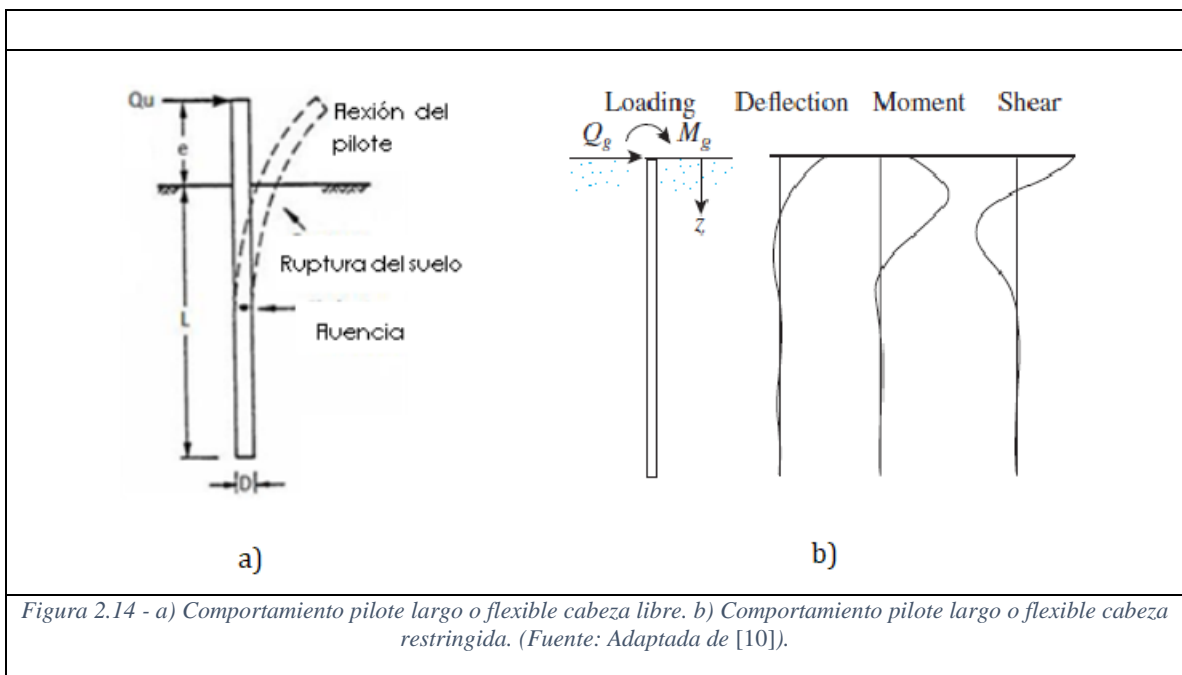
γ = peso específico del suelo.

$e = \text{excentricidad de la carga lateral.}$

$Q_{u(g)} = \text{Resistencia de carga lateral última}$

b) Pilotes largos embebidos en suelo granular:

El pilote largo se comportará con flexiones importantes. La capacidad de carga depende tanto de la capacidad estructural del material como de la capacidad del suelo. El pilote normalmente alcance su resistencia a flexión antes que falle el suelo.



El método de cálculo de la resistencia de la carga lateral ultima del sistema suelo-pilote en pilotes largos, es similar al calculado para pilotes cortos. Difiere en que, en pilotes largos influyen las características estructurales del pilote, como, por ejemplo, el momento de fluencia del pilote y su módulo de sección. Las gráficas que gobiernan esta solución se representan en la figura 2.15.

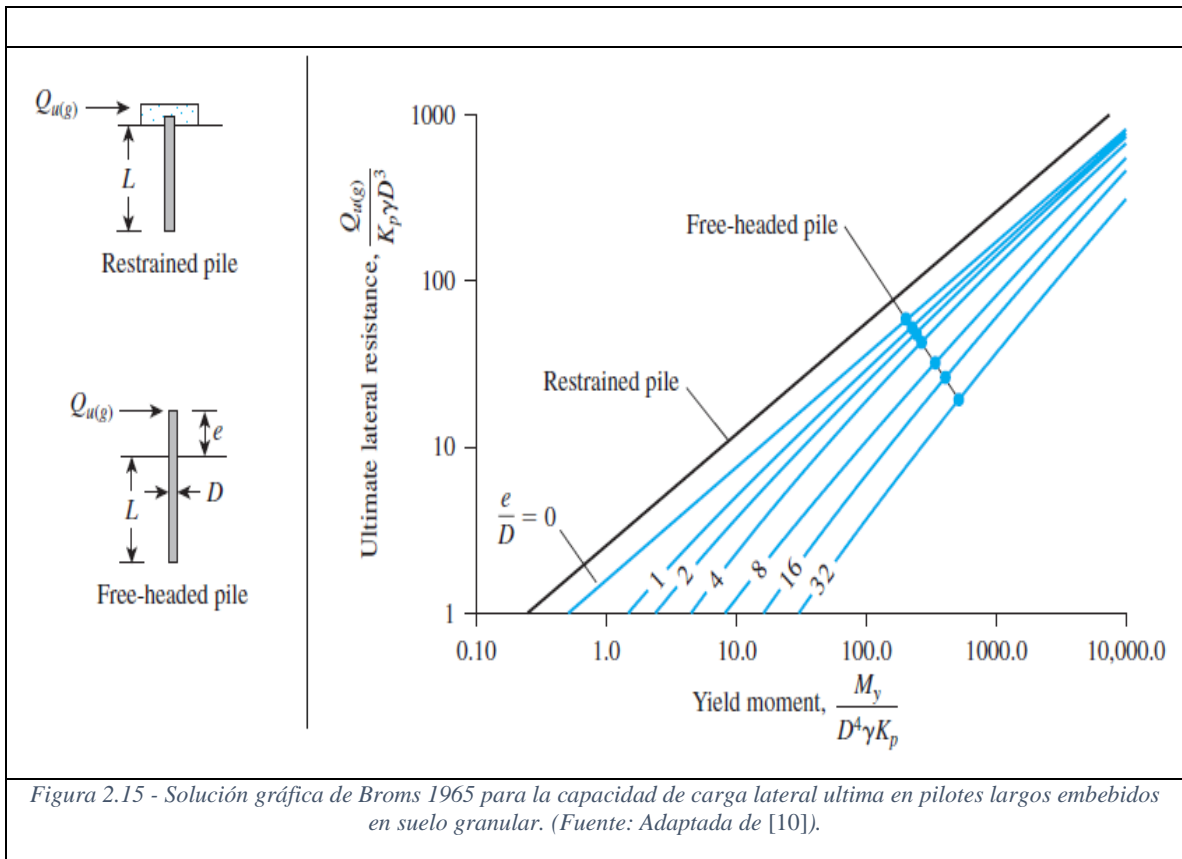


Figura 2.15 - Solución gráfica de Broms 1965 para la capacidad de carga lateral ultima en pilotes largos embebidos en suelo granular. (Fuente: Adaptada de [10]).

El momento de fluencia del pilote queda descrito como sigue:

$$M_y = S * F_y$$

Donde,

$$S = \text{módulo de sección del pilote} = \frac{I_p}{D}$$

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia del material del pilote.

$I_p =$ módulo de inercia de la sección del pilote.

Sin embargo, la respuesta del suelo ante una carga lateral cualquiera es no lineal, sin embargo, se puede representar como una sumatoria de respuestas lineales. Los primeros intentos de analizar un pilote cargado lateralmente utilizaron el método de diferencias finitas (MDF).

“Matlock y Reese (1956) utilizaron MDF con el objetivo de obtener una serie de curvas adimensionales para calcular a partir de la carga lateral conocida, la deflexión y momento flector máximo en el fuste del pilote. Mas tarde Matlock y Reese (1960) ampliaron las curvas anteriores para incluir variaciones del módulo del suelo con respecto a la profundidad”. [16]

El módulo de elasticidad del suelo varía dependiendo de la profundidad que va alcanzando el pilote, las características geométricas del pilote y las propiedades del suelo. En la Figura 2.16, se logra visualizar un valor para el módulo de elasticidad para un estado inicial de carga y otro distinto para un estado de carga limite.

Según Guánchez en [17], *“se debe establecer el rango apropiado de deformaciones asociadas con el nivel de carga esperada para la adecuada selección del módulo de elasticidad del suelo o establecer un coeficiente de rigidez en función de las deformaciones esperadas. Uno de los coeficientes más utilizados en la práctica es el coeficiente de balasto horizontal”*

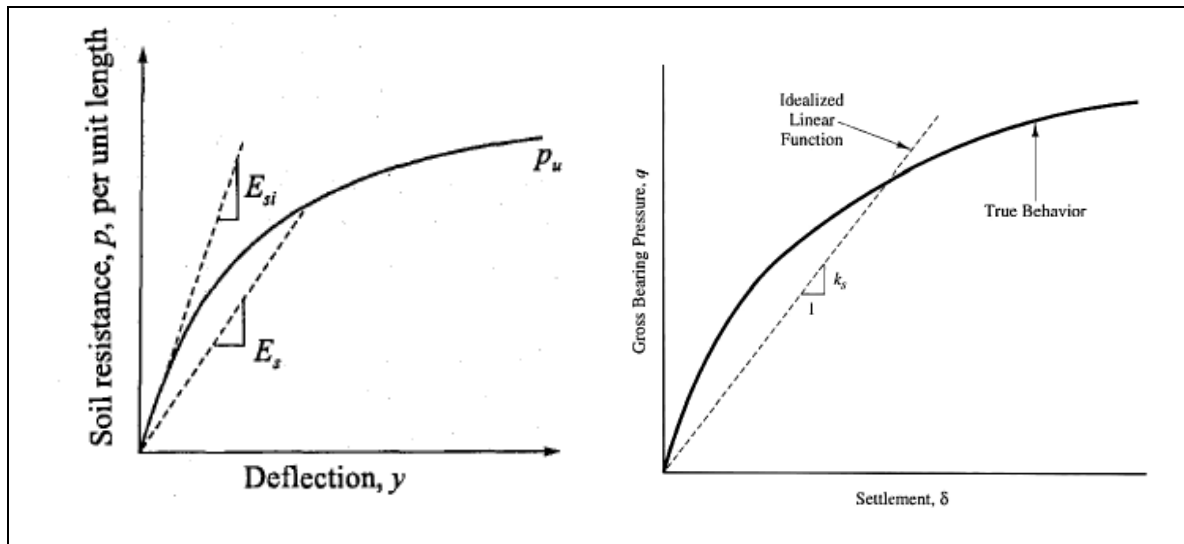


Figura 2.16 – Curva característica esfuerzo – deformación del suelo. (Fuente: Extraído de [23]).

2.7.1.1. Módulo de reacción del suelo

“El módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto es un parámetro que relaciona la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “esfuerzo – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 (cm)” [24] , como se muestra en la Figura 2.17:

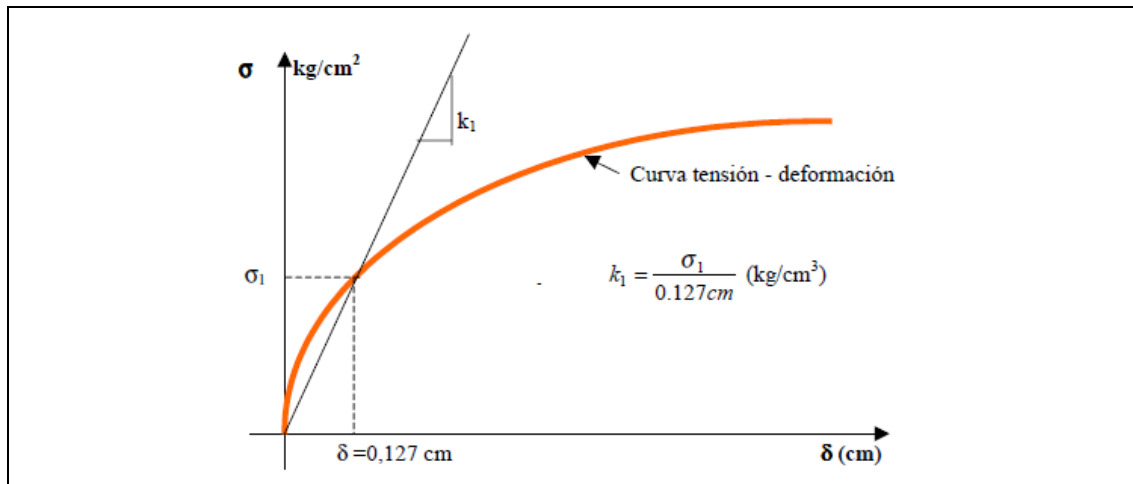


Figura 2.17 – Curva de Coeficiente de balasto horizontal. (Fuente: Extraído de [24]).

Guánchez explica en [17] las consideraciones asociadas al cálculo del Coeficiente de Balasto Horizontal:

Los coeficientes horizontales aumentan considerablemente con la profundidad.

Existen variaciones muy importantes del coeficiente de balasto horizontal para el mismo tipo de suelo dependiendo de la deflexión del pilote, es decir, a menor deflexión mayor será la respuesta del suelo sobre el pilote.

Si se utilizan valores de balasto correspondientes a pequeñas deformaciones, las fuerzas calculadas sobre el pilote serán mayores que las reales y se estaría sobredimensionando. Por el contrario, si se diseña con balastos correspondiente a niveles de deflexión muy elevados, las fuerzas sobre el pilote estarían subestimadas para deflexiones pequeñas.

Además, Guánchez [17] agrega que, *“una de las consideraciones más importantes a tener en cuenta, es que el balasto no es un parámetro intrínseco del suelo, sino que depende de varias condiciones geométricas externas asociadas con las soluciones para capacidad portante lateral del sistema suelo-pilote”*.

Muchos investigadores han tratado de agrupar comportamientos equivalentes o similares con el objetivo de englobar las soluciones en ciertos tipos de suelos y facilitar el cálculo de las variables, sin embargo, los suelos son muy erráticos e impredecibles, de origen muy disperso, lo que conlleva a que sea muy complicado fijar de manera apropiada los coeficientes de respuesta lateral.

Leoni en [24] afirma que, *“desde la masificación de los ordenadores electrónicos y el advenimiento de los métodos numéricos en el cálculo de las transferencias de carga de las estructuras a los suelos, la interpretación de este fenómeno a partir de apoyos elásticos discretos ha facilitado enormemente la interpretación de este fenómeno de transferencia de carga entre el suelo y la estructura”*.

Dicho anteriormente, la elección del coeficiente de balasto ha sido objeto de varias propuestas de diversos autores que se basan en la investigación de Kart Terzaghi en 1995.

Terzaghi en su estudio de fundaciones profundas y/o para elementos verticales, publicó propuestas de coeficiente de balasto horizontal tanto para suelos granulares, como para suelos cohesivos.

Cabe destacar que para el estudio de los suelos granulares, todos los autores admiten que el coeficiente de reacción horizontal aumenta con la profundidad, según una relación parabólica, exponencial o lineal. En el caso de Terzaghi, asume un comportamiento lineal del coeficiente de balasto de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_h = n_h * \frac{z}{b} \quad (2-75)$$

Donde,

z = profundidad del punto donde se evalúa K_h .

b = ancho de la placa vertical considerada = Diámetro del pilote.

n_h = coeficiente de reacción horizontal.

Un procedimiento de cálculo adecuado para el coeficiente de compresibilidad " n_h ", se puede determinar a partir del ensayo de penetración estándar SPT cuyo valor está en función del índice del ensayo SPT "N1", corregido por la presión de tapada.

Para arenas húmedas y secas

$$n_h = \left(\frac{N_{corr}}{0.18 * N_{corr} + 22} \right)^{1.5} + 0.08 \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2-27)$$

Para arenas saturadas y sumergidas

$$n_h = \left(\frac{N_{corr}}{0.36 * N_{corr} + 32} \right)^{1.7} + 0.03 \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2-28)$$

Donde,

$$N_{corr} = N_{terreno} * \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}}, \text{ donde } \sigma'_{vo} \text{ es expresado en } \left(\frac{kg}{m^2}\right)$$

Terzaghi propone valores típicos del parámetro n_h para arenas en condiciones seca o húmeda y para arena sumergida.

Tabla 2.11 – Valores representativos de n_h

Suelo	$n_h \left(\frac{kN}{m^3}\right)$
Arena seca o húmeda	
Suelta	1800 - 2200
Media	5500 - 7000
Densa	15000 - 18000
Arena sumergida	
Suelta	1000 - 1400
Media	3500 - 4500
Densa	9000 - 12000

Fuente: Adaptada de [10].

2.7.1.2. Método de Matlock & Reese para suelos granulares

Matlock y Reese (1960) consideraron que el suelo es un material lineal elástico donde la relación fuerza lateral del suelo versus la deflexión lateral viene definida como la rigidez K . A partir de esto, se propuso modelar analíticamente el pilote como una viga dispuesta verticalmente, permitiendo que sea aplicable la ecuación diferencial de la elástica (ecuación (2-29)) para un elemento sujeto a flexo compresión y carga axial dentro de una masa de suelo. El análisis de la ecuación diferencial de la elástica permite obtener respuestas de los esfuerzos de momento, pendientes, esfuerzos de corte, desplazamientos y reacción del suelo, como lo muestra la Figura 2.18.

$$EI * \frac{d^4y}{dx^4} - Q * \frac{d^2y}{dx^2} + p' + q = 0 \quad (2-29)$$

Donde:

$EI =$ rigidez a la flexion del pilote.

$Q =$ carga axial del pilote.

$p' =$ reaccion del suelo por unidad de longitud.

$q =$ cargas distribuidas laterales.

La reacción del suelo por unidad de longitud, p' es definido como la relación directa entre el módulo de elasticidad secante de la curva de respuesta del suelo, E_s , y la deflexión lateral del pilote en punto (z) a una profundidad dada del pilote. Se puede referenciar de la (Figura 2.16).

Considerando este cambio de variable, la ecuación queda definida como

$$EI * \frac{d^4y}{dx^4} - Q * \frac{d^2y}{dx^2} + E_s * y + q = 0 \quad (2-30)$$

Debido a la complejidad de resolución exacta de ecuaciones diferenciales es que para el análisis de cargas laterales en fundaciones profundas es muy común la utilización de programas computacionales basados en métodos de elementos finitos.

Das en [10] menciona que Winkler diseña un modelo simplificado basándose en el modelo de Matlock y Reese, donde supone que, “un medio elástico (en este caso el suelo) se puede reemplazar por una serie de resortes elásticos independientes cercanos entre si”, lo que en sumatoria se aproximaría a una respuesta no lineal del sistema.

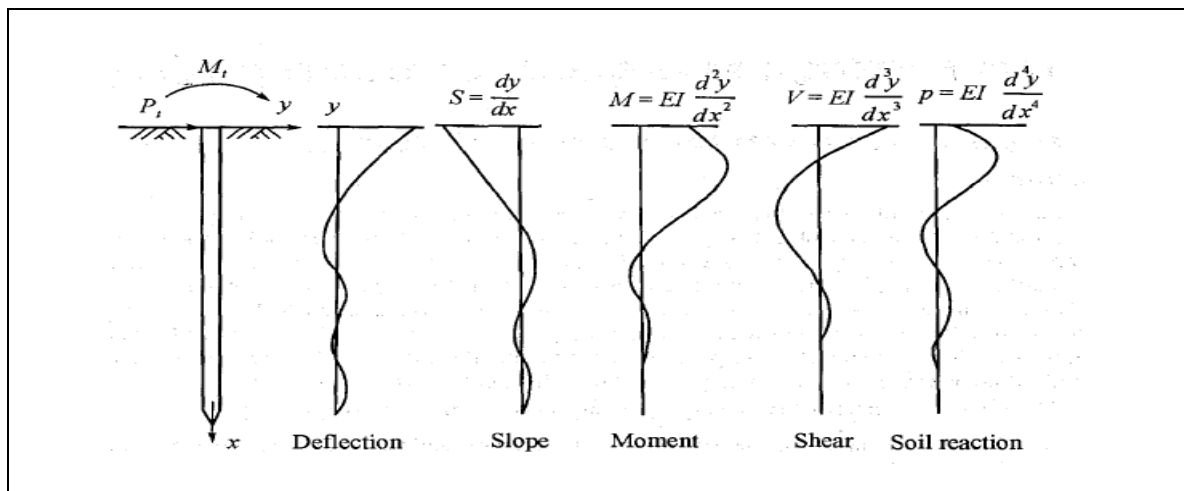


Figura 2.18 – Solución completa al problema de la carga lateral de los pilotes. (Fuente: Extraída de [23]).

Según Chen & Duan [21] “La suposición de Winkler ignora el efecto global de un elemento continuo. Normalmente, el suelo se comporta como un elemento continuo, la deflexión en un punto afectará a las deflexiones en otros puntos bajo la carga”.

Por lo tanto, en cada punto de análisis a una profundidad dada del pilote, existirá un análisis elástico del sistema suelo - pilote, es decir, para cada resorte existirá una curva esfuerzo versus deformación que defina el comportamiento elástico del elemento. Estas curvas se denominan curva p-y, y es parte de uno de los modelos analíticos más utilizados para el cálculo del “efecto de la carga lateral en el sistema de interacción suelo – pilote”.

La mayoría de los softwares de elementos finitos, como por ejemplo RS PILE incluyen el método p-y dentro de su plataforma.

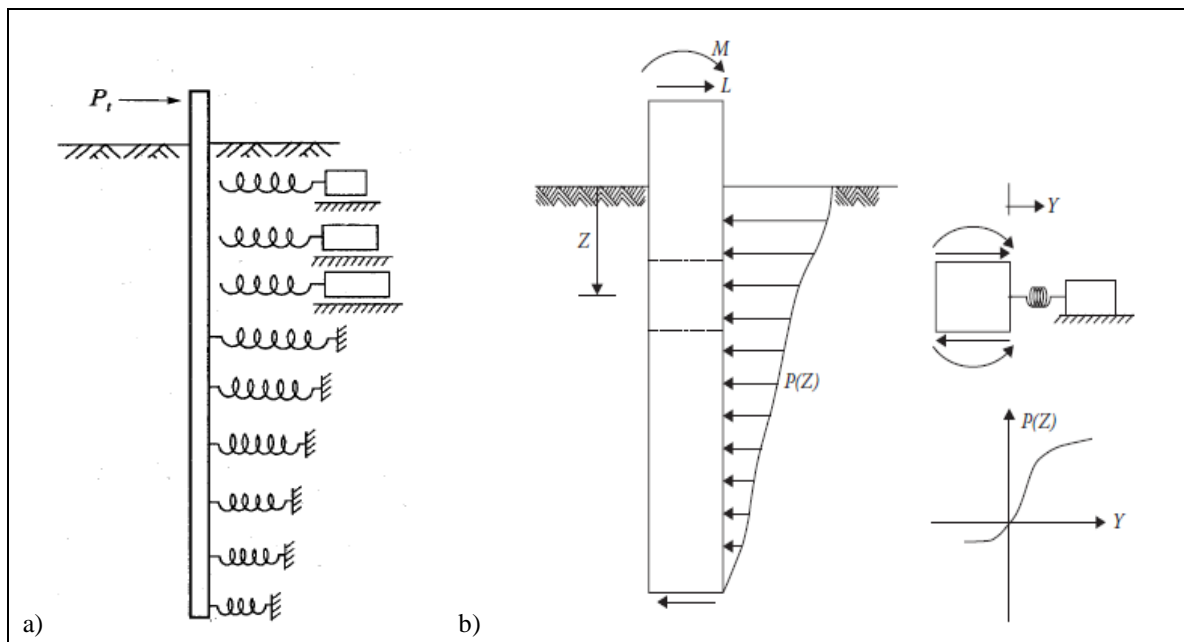


Figura 2.19 – a) Hipótesis de Winkler. b) Modelo analítico para un pilote cargado lateralmente. (Fuente: Extraído de [21], [23]).

El Método de Matlock & Reese (1960) para pilotes cargados lateralmente en suelos granulares con base al modelo de Winkler, permite a partir de coeficientes empíricos obtener valores de deflexión, pendiente, momento, cortante y reacción del suelo a cualquier profundidad (z). Se basa en la obtención de una longitud característica del sistema suelo – pilote, T, con el objetivo de identificar si el pilote es largo o corto, en base a un coeficiente de compresibilidad lateral, n_h , parámetro muy importante para obtener el coeficiente de balasto horizontal. [16]

Con base a la hipótesis de Winkler, se obtiene la siguiente expresión para el módulo de reacción del subsuelo:

$$K = \frac{q}{\delta} \quad (2-31)$$

Donde:

$K = \text{módulo de reacción del subsuelo.}$

$q = \text{presión en la placa.}$

$\delta = \text{deformación.}$

A partir de las ecuaciones de la elástica presentadas anteriormente se obtienen las siguientes expresiones que muestran la solución de la ecuación diferencial:

Deflexión del pilote a cualquier profundidad:

$$y_z(z) = A_y * \frac{Q * T^3}{E_p * I_p} + B_y * \frac{M * T^2}{E_p * I_p} \quad (2-32)$$

Pendiente del pilote a cualquier profundidad:

$$\theta_z(z) = A_\theta * \frac{Q * T^2}{E_p * I_p} + B_\theta * \frac{M * T}{E_p * I_p} \quad (2-33)$$

Momento del pilote a cualquier profundidad:

$$M_z(z) = A_m * Q * T + B_m * M \quad (2-34)$$

Fuerza cortante sobre el pilote a cualquier profundidad:

$$V_z(z) = A_v * Q + B_v * \frac{M}{T} \quad (2-35)$$

Reacción del suelo a cualquier profundidad:

$$p' = A_{p'} * \frac{Q}{T} + B_{p'} * \frac{M}{T^2} \quad (2-36)$$

Longitud característica del sistema suelo-pilote:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p * I_p}{n_h}} \quad (2-37)$$

Donde:

$A_y, B_y, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p' \text{ y } B_p' = \text{coeficientes.}$

$T = \text{longitud característica del sistema suelo – pilote.}$

$n_h = \text{coeficiente de compresibilidad lateral.}$

$E_p = \text{módulo de elasticidad del pilote.}$

$I_p = \text{momento de inercia del pilote.}$

Das en [10] menciona que cuando $L \geq 5T$, el pilote se considera *pilote largo*. Para $L \leq 2T$, el pilote se considera *pilote rígido*. El cálculo de la longitud característica requiere de suponer un valor apropiado del coeficiente de compresibilidad, n_h . En la Tabla 2.11 se muestran algunos valores representativos dependiendo del tipo del tipo de suelo. Sin embargo, lo óptimo es obtener este parámetro a partir del cálculo correcto del módulo de reacción del subsuelo o coeficiente de balasto.

Los valores de los coeficientes para pilotes largos se muestran en la Figura 2.20. Nótese que, en la primera columna de la tabla, Z es una profundidad adimensional.

$$Z = \frac{z}{T} \quad (2-38)$$

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	A_p'	B_x	B_θ	B_m	B_v	B_p'
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

Figura 2.20 - Coeficientes para pilotes largos, $k_z = n_h * z$ (Fuente: Extraído de [10].)

Capítulo 3: Descripción del Caso de Estudio

En el presente capítulo se describirán los aspectos generales del caso de estudio con el objetivo de demostrar los parámetros necesarios para abordar el análisis del comportamiento de la fundación profunda del estribo y la cepa del puente.

3.1. Descripción del puente

Puente Negro n°2 es un puente que se emplaza en la Ruta Coquiao - Pumanzano, específicamente en Ruta W-315, en la Provincia de Chiloé, X Región, y tiene una longitud total de 105 (m) dispuesto en tres vanos desarrollado en tramo de vigas postensadas, sin esviaje. El puente vial cuenta con junta de dilatación en los estribos y loseta de continuidad en las cepas. Las vigas simplemente apoyadas descargan sobre 2 estribos de muro lleno con pilotes y cepas tipo pila pilote. [25]

Según [26], Puente Negro N°2 es el cuarto viaducto de la comuna de Ancud que ha sido intervenido como parte del programa plurianual de la Dirección Regional de Vialidad. Este puente reemplazó al antiguo puente mecano que se había levantado luego del colapso del, en aquel entonces, puente de madera.



Figura 3.1 – Antiguo puente negro n°2. Fuente: Extraída de [25].

Como se menciona en la introducción del presente proyecto (Pag, 13), constructivamente, los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura (conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes), y la infraestructura (soporte estructural), las que son detalladas a continuación.

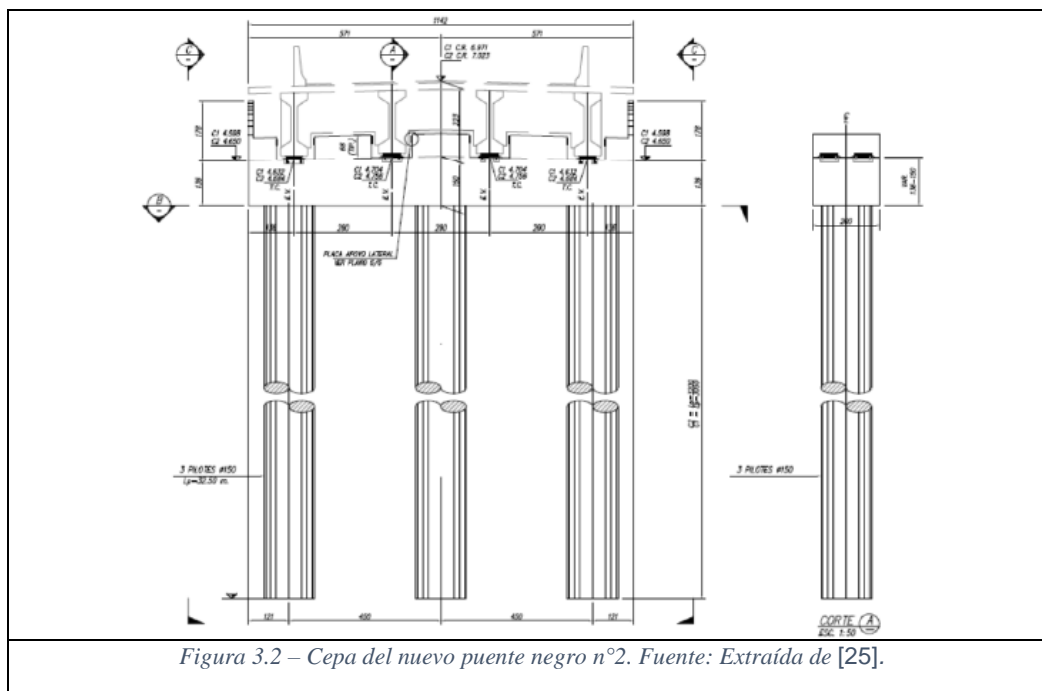
1.1.1. Superestructura

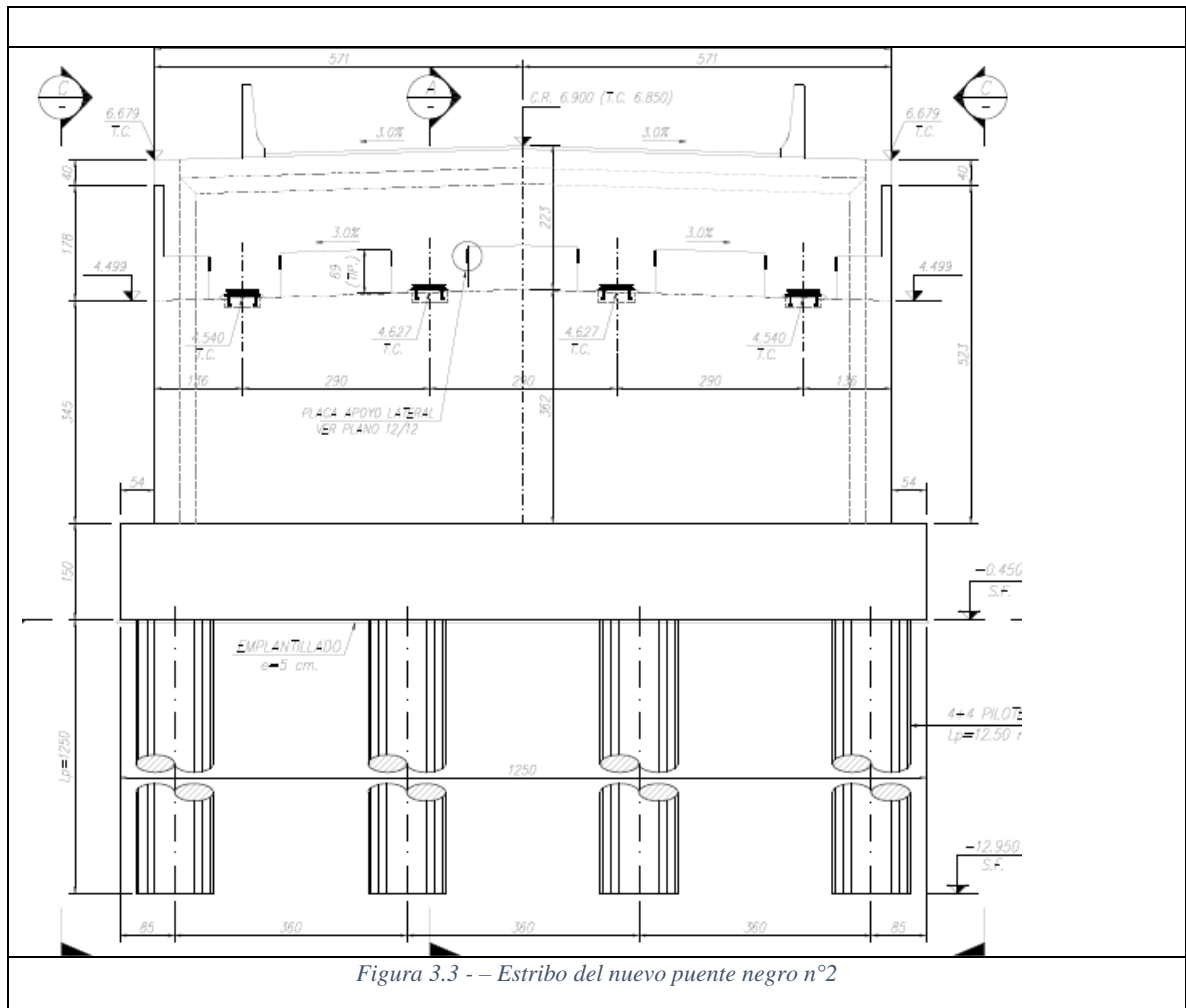
De acuerdo a la memoria de Cálculo del proyecto en [25] señala que: “la superestructura del nuevo Puente Negro N°2 está compuesta por 3 vanos de vigas postensadas de 35 (m) de longitud. El vano se compone de 4 vigas postensadas de 1.86 (m) de altura separadas entre eje a 2.90 (m), que descansan la mesa de apoyo en estribos y una viga cabezal en las cepas. La superestructura se apoya en la infraestructura por medio de placas de neopreno. Sobre la losa estructural, se considera un pavimento de hormigón de espesor mínimo de 5 (cm) y en las bordes barandas tipo F y barandas metálicas. Finalmente, el tablero se compone de 7 (m) de calzada, 1 (m) de berma, 3.42 (m) de pasillos (son 2, incluidos baranda F alta y baranda metálica peatonal) formando un tablero de ancho total de 11.42 (m)”.

3.1.2 Infraestructura

Según [25], “la infraestructura del puente se compone de Estribos de muro lleno. El muro espaldar tiene un espesor de 25 cm., un ancho de 11.42 m., y una altura de 2.23 m. El muro frontal es de altura variable de espesor 1.00 m. Una zapata de amarre para los pilotes de 6.70 m de ancho., 12.50 m., de largo y 1.50 de espesor, con 4+4 pilotes de 1.20 m de diámetro separadas entre ejes a 3.60m, en sentido transversal y 5.0 m en sentido longitudinal. El largo de los pilotes es de 12.50 m. aproximadamente”.

Además, se agrega en la memoria que, “las cepas son de tipo pila pilote de diámetro 1.50 m y de largo 32.50 m., unidas por una viga cabezal de 1.33 m de alto promedio, 11.42 m de largo y espesor de 2.00 m.”





3.2. Antecedentes generales del puente

Los antecedentes principales del puente vial son los documentos y normativas en los que se basa su diseño. Como se menciona en [25] la normativa utilizada es la siguiente:

- Standard Specifications for Highway Bridges (2002, 17th edition). Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. (AASHTO). [3]
- Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-05). American Concrete Institute, ACI.
- Manual de Carreteras. Volumen N°3. Instrucciones y Criterios de Diseño. Marzo 2014. Ministerio de Obras Públicas.[4]
- Nuevos Criterios Sísmicos para el Diseño de Puentes en Chile. Julio 2010. Ministerio de Obras Públicas.[13]

3.2.1. Antecedentes estructurales

A partir de la memoria de cálculo del puente [25] se detallan los materiales de construcción y las cargas, además de las consideraciones estructurales que se consideraron en el caso de estudio. Para este análisis en especial se enfocará netamente en las características del sistema de fundación del estribo de entrada y la cepa 1 del puente.

3.2.1.1. Materiales y geometría de los pilotes

- Hormigón, según NCh 170 of 85:
- Pilotes H30 $f_c'=250$ kg/cm²
- Modulo de elasticidad:
- Armadura 30fi25 para pilotes de estribo
- Armadura 40fi36 para pilotes de cepa

La Tabla 3.1 muestra los valores de la longitud, diámetro y perímetro de los pilotes a analizar.

Tabla 3.1 – Características geométricas de los pilotes de fundación del puente.

	Pilote estribo de entrada	Pilote Cepa 1
Longitud (m)	12.5	25
Diámetro (m)	1,20	1,50
Perímetro (m)	3,77	4,71

Fuente: Elaboración propia.

3.3. Caracterización sismo geológica de la zona de estudio

Chile debido a su ubicación en el cinturón de fuego del pacífico es la región geográfica donde se concentra uno de los más altos niveles de actividad sísmica en el mundo. Gran parte del territorio continental se encuentra en el borde de la placa sudamericana la que converge con la placa de Nazca entre Arica (18°S) y la península de Taitao (47°S) a una tasa de 60-80 mm por año.

Considerando este ámbito tectónico, según el “Centro Nacional de sismología de la Universidad de Chile” en [2] considera que en nuestro país encontramos tres tipos de terremotos o fuentes sismogénicas:

- 1- **De contacto entre placas o interplaca:** Producidos a lo largo del plano de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana. Generalmente ocurren en zonas costeras a una profundidad menor a los 50-60 Km.
El terremoto del Maule del 2010 es un ejemplo de este tipo de sismos.
- 2- **Intraplaca de profundidad intermedia:** Eventos sísmicos que ocurren al interior de la placa de Nazca a profundidades entre los 60 a 200 km, como por ejemplo el terremoto de Punitaqui 1997.
- 3- **Intraplaca superficial o cortical:** Estos tipos de sismos se producen en la placa Sudamérica en el frente cordillerano con profundidades menores a 30 km.

Cada una de estas fuentes sismogénicas posee características particulares, afectando de manera diferente a las estructuras

De acuerdo con estudios del Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN) [2] en el año 2020 se identificaron 7.826 sismos con magnitudes entre 2.5 y 7.0 Mw, es decir, se produjeron en promedio 21 sismos diarios.

El evento de mayor magnitud de ese año fue de 7.0 Mw ocurrido el 1 de septiembre de 2020, 55 Km al norte de Huasco. En este mismo estudio se reporta que más de diez eventos de magnitud 8 o superior han tenido lugar en Chile en los últimos 100 años. El más importante, el terremoto de 1960, el más grande registrado en la historia mundial, con una magnitud de 9,5 Mw en la Escala de Richter. Es decir, en promedio cada 10-15 años ocurre un evento de gran magnitud en Chile, poniendo en riesgo a las personas y estructuras del país.

Con respecto a la zona de estudio, Ancud, Chiloé ubicado cercano al paralelo 42°S, según demuestran los estudios de Lara & Barrenechea en [27], señalan que existe una menor concentración de sismos con magnitudes superiores a las 5.0 Richter comparado con la Zona Norte de nuestro país. Desde la ciudad de Valdivia (40°S) hacia el sur, la zona ha entrado en relativa calma sísmica. Prácticamente no hay sismicidad en la zona de contacto entre la placa de Nazca y la Sudamérica desde las últimas réplicas del terremoto de Valdivia en 1960.

Es indudable que el riesgo sísmico del país hace imprescindible que toda obra civil de envergadura, como edificios, puentes, represas, entre otras, considere un diseño que incluya la sismo génesis de la subducción chilena y que al mismo tiempo cumpla con todas las normativas de diseño sísmico estipulados. El estudiar y analizar las características de los terremotos ocurridos en el país, ha permitido la redacción de decretos y normas de diseño, modificadas y ajustadas con las informaciones actualizadas en forma periódica, lo que se refleja en respuestas satisfactorias en el ámbito de la seguridad estructural de la infraestructura y obras civiles en Chile.

A continuación, se presentan las máximas cargas sísmicas presentes para cada columna, tanto en los pilotes del estribo de entrada y la cepa 1.

Tabla 3.2 – Solicitaciones sísmicas máximas por columna pilote.

Pilote	P (Tonf)	V (Tonf)	M (Tonf*m)
Estribo de entrada	407,92	131,86	302,28
Cepa 1	656,9	119,87	875,17

Fuente: Adaptada de [25].

3.3.1. Suelo de la zona de estudio

El caso de estudio se encuentra ubicado al norte de la provincia de Chiloé, X Región de Chile, atravesando el Rio Negro y uniendo las localidades de Coquia – Pumanzano [26].

El estudio geológico elaborado por el Plan de Desarrollo Turístico de la Comuna de Ancud para 2015 a 2020 [28] señala que: *“Existen tres tipos de suelos. Los dos principales son los llamados Trumaos y Ñadis (Trumaos de Ñadis), los cuales se extienden por la mayor parte del territorio comunal, exceptuando los sectores de la Cordillera de la Costa más pronunciada donde predominan los suelos de tipo Rojo Arcilloso, el tercer tipo”*.

A continuación, se detallan y describen las características de estos tipos de suelos en forma resumida extraída de [28]:

- **Trumaos de Ñadis:** Derivan de cenizas volcánicas, su relieve es extremadamente plano, son suelos del tipo franco arenoso a franco arcilloso. En donde predomina franco limoso en superficie. Su estructura es de clastos subangulares finos y muy débiles. Poseen una alta cantidad de materia orgánica por la alta formación de raíces que este tipo de suelo posee, su PH es muy ácido en la superficie y a mayor profundidad disminuye, es de color amarillento, solo útil para ciertos cultivos, pero en la realidad es usado para fines de pastoreo y uso ganadero en general.
- **Rojos Arcillosos:** Proviene de material metamórfico de la Cordillera de la Costa o cenizas volcánicas pleistocénicas. Son altamente erosivos. Son de tonos rojos, con alta calidad de agua aprovechable y escasa materia orgánica. En los horizontes superiores presentan una reacción ácida y en profundidad llega a ser neutra.

Todos estos suelos son de origen volcánico y están compuestos por cenizas, arenas y piedra pómez. Son el resultado de largos procesos de deposición y habitualmente han estado cubiertos de vegetación.

Una de las limitaciones de esta investigación debido a la pandemia mundial es no tener la posibilidad de tomar muestras y realizar análisis más exhaustivos del lugar del caso a analizar. En ese aspecto para el estudio de los parámetros de los suelos se interpolará de acuerdo con la información recopilada de lugares aledaños y acompañada de la memoria de cálculo del puente. En el caso de estudio se realizaron un total de 4 sondajes, 2 sondajes realizados por la **Dirección de vialidad** en el plan de Desarrollo de Red Vial, los que a partir de en adelante se denominaran Sondaje DRV 1 y Sondaje DRV 2, y 2 sondajes realizados por la consultora **Jorge Piddo y Cía Ltda** los que a partir de en adelante se denominaran Sondaje 1 y Sondaje 2. Estos sondajes se utilizan con el objetivo de obtener parámetros geotécnicos que permitan determinar la capacidad portante del terreno. En el caso de estudio, el consultor utiliza como referencia los sondajes realizados por vialidad el año 2008, los cuales se asumen ya verificados y aprobados.

En la Figura 3.4 se muestran los sondajes realizados en la zona de estudio antes de la construcción del puente.

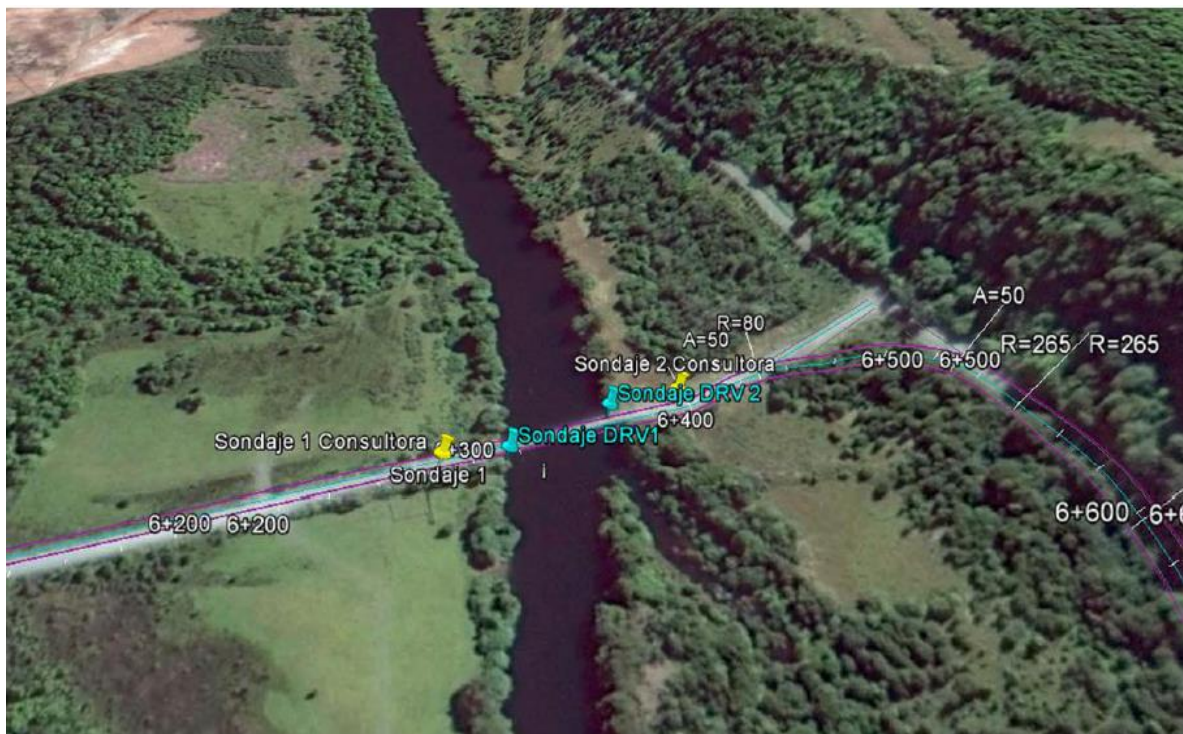


Figura 3.4 – Sondajes realizados en Puente Negro N°2. (Fuente: Extraída de [25]).

A partir de la estratigrafía de los sondajes extraída de [25] se puede determinar la estratigrafía correspondiente a la zona del pilote del estribo de entrada como sigue:

Tabla 3.3 – Estratigrafía de la zona del pilote de estribo de entrada.

Cotas (m)		Clasificación. USCS Estimada	Espesor (m)	Descripción Estratigráfica
0	3.8	GP	3.8	Grava mal graduada, color gris oscuro con pintas blancas, partículas subredondeadas. Tamaño máx. 1 1/2
3.8	7.95	SP	4.15	Arena gruesa, bien graduada, se observa grava aislada, color gris oscuro no plástica, compacidad media. Tam max 3/4
7.95	11.00	SW-SM	3.05	Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compacidad media. Tam. Max 3/8.
11.00	14.35	SW-SM	3.35	Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compacidad densa. Tam. Max 3/8.
14.35	30.20	GP	15.85	Grava mal graduada, color gris oscuro con partículas blancas subredondeadas y redondas. Tamaño max 1 1/2

Fuente: Adaptada de [25].

Del mismo modo, la estratigrafía correspondiente a la zona del pilote de la cepa 1 se obtiene de la estratigrafía de los sondajes extraída de [25]:

Tabla 3.5 – Estratigrafía de la zona del pilote de Cepa 1.

Cotas (m)		Clasificación. USCS Estimada	Espesor (m)	Descripción Estratigráfica
0	3.45	SM	3.45	Arena media bien graduada, color gris oscuro no plástico, compacidad media.
3.45	14.15	SM	10.70	Arena media bien graduada, color gris oscuro no plástico, compacidad media.
14.15	15.55	SW-SM	1.4	Arena media bien graduada, color gris oscuro no plástico, compacidad densa.
15.55	21.85	GP	6.3	Grava mal graduada, color gris, partículas subredondeadas y redondeadas. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalse.
21.85	28.30	GP	6.45	Grava mal graduada, color gris, partículas subredondeadas y redondeadas. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalse.

Fuente: Adaptada de [25].

3.3.2. Ensayo SPT de los sondajes

Dada la información existente acerca del estudio de la mecánica de suelos realizado por la empresa **Ingeniería Cuatro S.A** con el objetivo de la obtención de los antecedentes geotécnicos para la construcción y “**Reposición Puente Negro N°2 en Ruta W-315, Comuna de Ancud**” presente en [25], en la tabla 3.4 y 3.5 se presentan los datos de ensayo de penetración estándar para los sondajes realizados por la Dirección de vialidad:

Tabla 3.4 – Ficha de Sondaje 1 en terreno correspondiente al Estribo de entrada.

N° Muestra	Profundidad [m]		Clasificación USCS Estimada	Número de SPT			
	De	Hasta		N1	N2	N3	NT
1	0,00	2,50	GP				
2	2,50	3,80	GP				
3	3,80	4,50	SP				
4	4,50	4,95	SP	8	9	7	16
5	4,95	6,00	SP				
6	6,00	6,45	SP	9	12	12	24
7	6,45	7,50	SP				
8	7,50	7,95	SP	7	10	12	22
9	7,95	9,00	SM				
10	9,00	9,45	SW-SM	9	14	15	29
11	9,45	11,00	SW-SM				
12	11,00	11,45	SW-SM	33	90		
13	11,45	13,00	SW-SM				
14	13,00	13,25	SW-SM				
15	13,25	14,35	SW-SM				
16	14,35	15,80	GP				
17	15,80	17,30	GP				
18	17,30	18,10	GP				
19	18,10	19,20	GP				
20	19,20	20,80	GP				
21	20,80	22,00	GP				
22	22,00	23,40	GP				
23	23,40	23,80	GP				
24	23,80	24,60	GP				
25	24,60	25,10	GP				
26	25,10	25,80	GP				
27	25,80	27,10	GP				
28	27,10	28,20	GP				
29	28,20	29,30	GP				
30	29,30	30,20	GP				

Fuente: Adaptada de [25].

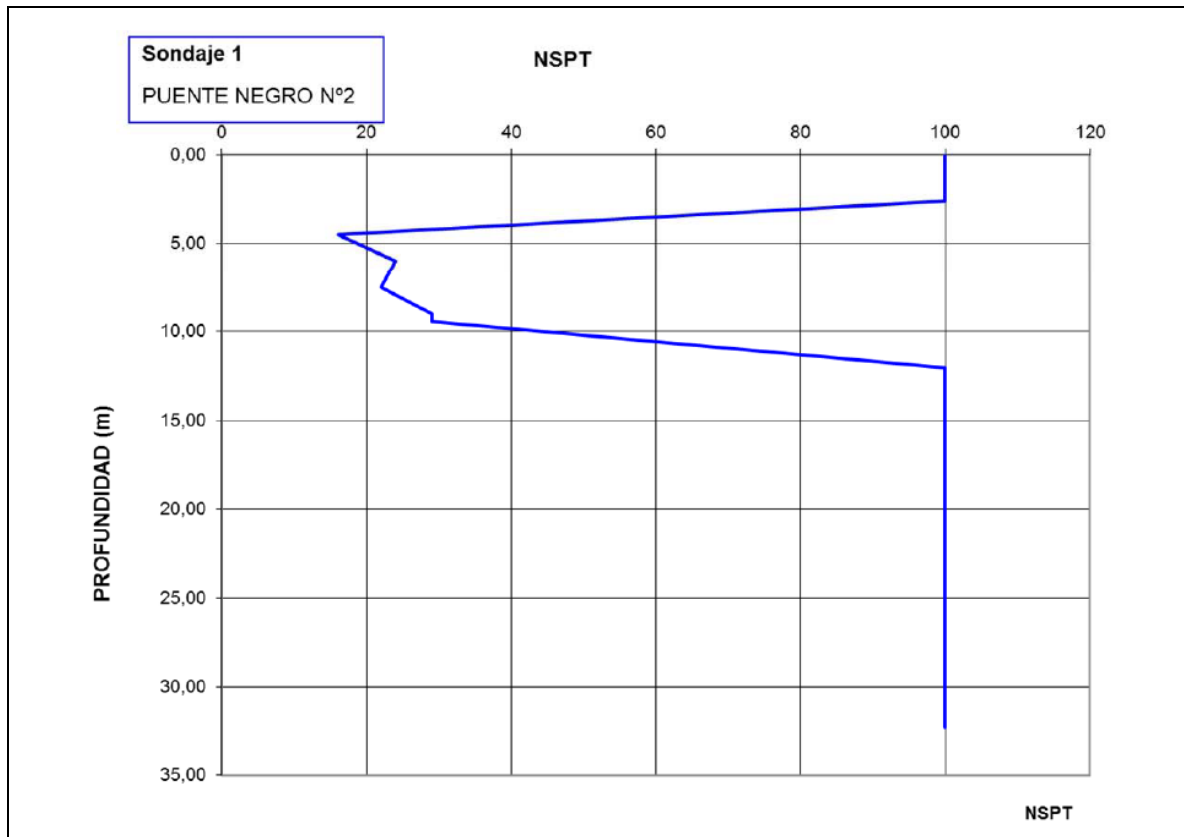


Figura 3.5 – Grafico NSPT vs Profundidad en sondaje n°1. (Fuente: Extraída de [25]).

Tabla 3.5 – Ficha de Sondaje DRV1 en terreno correspondiente a la Cepa 1.

N° Muestra	Profundidad (m)		Clasif. USCS Estimada	Numero de SPT			
	De	Hasta		N1	N2	N3	NT
1	0,00	3,45	SM	9	12	14	26
2	3,45	14,15	SM	9	12	14	26
3	14,15	15,55	SW-SM				100
4	15,55	21,85	GP				100
5	21,85	28,30	GP				100

Fuente: Adaptada de [25].

A partir de toda la información recopilada en este capítulo, es posible realizar un análisis característico del comportamiento axial y lateral del sistema suelo – estructura de fundación.

Capítulo 4: Análisis analítico de las fundaciones profundas del caso de estudio

En el presente capítulo se diseñará las fundaciones profundas del puente [25] a partir de métodos analíticos tradicionales y mediante las correlaciones SPT. Los métodos de diseño y sus consideraciones se analizaron ampliamente en el

Capítulo 2: Estado del conocimiento. Para fines prácticos solo se analizará la fundación del estribo de entrada y la cepa 1, debido a que el análisis es similar para el estribo de entrada 2 y la cepa 2. El análisis se podrá extrapolar para los demás pilotes considerando las características y parámetros propios de cada sistema suelo – pilote. En la tabla 4.3 se presentan las características geométricas del pilote de estudio.

Tabla 4.1 – Características geométricas de los pilotes de estudio.

PILOTE DE ESTRIBO DE ENTRADA - Hormigón Armado H30		
Diámetro del Pilote (Dp)	1,20	m
Longitud del Pilote (Lp)	12,50	m
Área Punta del Pilote (Ap)	1,13	m ²
Perímetro de la Sección (p)	3,77	m

PILOTE DE CEPA 1- Hormigón Armado H30		
Diámetro del Pilote (Dp)	1,50	m
Longitud del Pilote (Lp)	17,00	m
Área Punta del Pilote (Ap)	1,77	m ²
Perímetro de la Sección (p)	4,71	m

Fuente: Elaboración propia.

4.1. Determinación de Parámetros del suelo a partir del Ensayo SPT.

Como se demostró con anterioridad, el ensayo de penetración estándar permite obtener una evaluación cualitativa de la compacidad y una comparación de la estratificación de los suelos. Además, mediante las correlaciones del ensayo SPT considerando el número de golpes en el terreno, se pueden determinar parámetros físicos, mecánicos y dinámicos del suelo.

Los parámetros que se obtienen con base de la evaluación cualitativa de la estratigrafía del sondaje y apoyándose en las propiedades del suelo estudiadas anteriormente se detallan en la Tabla 3.4

Algunas consideraciones para la determinación de los parámetros del suelo:

- El ángulo de fricción interna del suelo se calcula de acuerdo a las correlaciones de los resultados del SPT con la ecuación de Peck, Hanson y Thornburn (1974) [3]

$$\phi' = 27.1 + 0.3 * N_{60} - 0.00054 * N_{60}^2 \quad (4-1)$$

Donde, N_{60} es el valor después de la corrección para una energía de impacto igual al 60% de la energía nominal posicional del peso de 63,5 kg que cae desde 760 mm de altura.

La compacidad del suelo también se obtiene en base al número de golpes en el terreno, NSPT, mientras que los coeficientes de forma son valores que se obtienen a partir del ángulo de fricción.

$$N_q = e^{\pi * \tan \phi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Estribo de entrada 1

Tabla 4.2 – Parámetros del suelo a partir del ensayo de SPT.

Datos obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar					Propiedades del suelo				Factor de Carga
n°	Definición Estrato	Espesor (m)	NSPT Prom	Compacidad	Peso Unitario, γ KN/m ³	Angulo de Fricción ϕ	Tan ϕ	Sen ϕ	Nq
1	GP (Grava)	3.80	16	Muy densa	18	33	0.65	0.55	26.09
2	SP (Arena gruesa)	4.15	20	Media densa	14.5	32	0.63	0.53	23.18
3	SW-SM (Arena media)	3.05	23	Media densa	18	34	0.68	0.56	29.44
4	SW-SM (Arena densa)	3.35	98	Muy densa	21.5	40	0.84	0.64	64.195
5	GP (Grava)	1.40	98	Muy densa	21.5	42.5	0.92	0.68	91.896

Fuente: Elaboración propia.

Cepa 1:

Tabla 4.3 – Parámetros del suelo a partir del ensayo de SPT.

Datos obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar					Propiedades del suelo				Factor de Carga
n°	Definición Estrato	Espesor (m)	NSPT Prom	Compacidad	Peso Unitario, γ KN/m ³	Angulo de Fricción ϕ	Tan ϕ	Sen ϕ	Nq
1	SM (Arena media)	3.45	26	Densa	18	33	0.65	0.55	26.09
2	SM (Arena media)	10.70	26	Densa	18	33	0.65	0.55	26.09
3	SW-SM (Arena media)	1.40	98	Muy densa	21.5	40	0.84	0.64	64.20
4	GP (Grava)	6.28	98	Muy densa	21.5	42.5	0.92	0.68	91.89

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Considerar que, para fines prácticos, el ensayo SPT se agrupó en estratos, discriminados por la misma clasificación de suelo.

Con los parámetros del suelo obtenidos del ensayo de penetración estándar, se podrá obtener la presión efectiva de confinamiento del suelo, que se calcula a partir de la parametrización del suelo con los datos obtenidos del sondaje, y considerando la ecuación (2-10) donde se desprende que la presión efectiva de confinamiento vertical viene dada por la diferencia entre el esfuerzo total y la presión intersticial del agua, como se muestra a continuación:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (4-2)$$

Donde,

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical de confinamiento

σ_v = Esfuerzo total vertical

u = Presión Intersticial o de poros

Los parámetros que se presentan en la ecuación están presentados en unidades de $\frac{[F]}{[L^2]}$

Estos valores permitirán más adelante utilizar métodos empíricos y correlaciones del ensayo SPT para la obtención de la capacidad de carga axial y lateral de un pilote. La tabla 4.4 y la tabla 4.5 muestra los esfuerzos verticales del suelo, tanto para el suelo del estribo de entrada y la cepa 1.

Tabla 4.4 – Esfuerzo total, presión de confinamiento y esfuerzo efectivo vertical de confinamiento.

n° Estrato	Definición Estrato	Espesor (m)	Profundidad (m)	Peso unitario efectivo (KN/m ³)	Esfuerzo o carga externa (KN/m ²)	Presión de Poros (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo vertical de confinamiento (KN/m ²)
0		0	0	0	0	0	0
1	GP (Grava)	3.8	3.8	18	68.4	0	68.40
2	SP (Arena gruesa)	3.5	7.3	14.5	119.15	0	119.15
3	SP (Arena gruesa)	0.65	7.95	18	130.85	6.38	124.47
	SW-SM (Arena media)	3.05	11.00	18	191.18	36.3	154.88
4	SW-SM (Arena media)	3.35	14.35	21.5	263.20	69.16	194.04
5	GP (Grava)	1.4	15.80	21.5	294.38	83.39	210.99

Nivel freático = -7.3 (m)

Fuente: Elaboración propia.

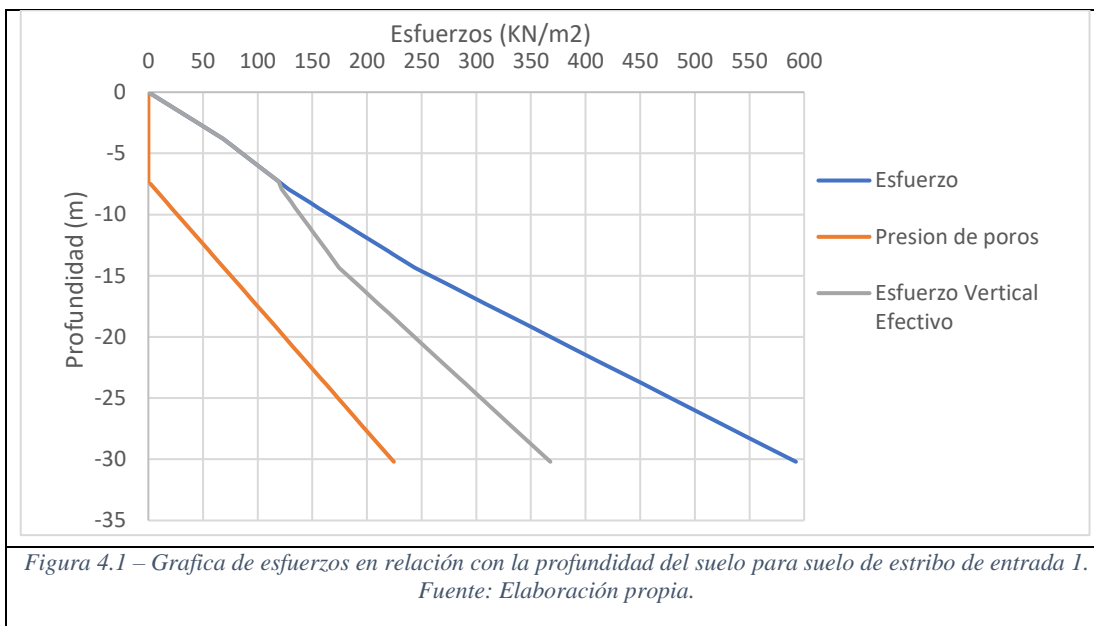


Tabla 4.5 – Esfuerzo total, presión de confinamiento y esfuerzo efectivo vertical de confinamiento.

n° Estrato	Definición Estrato	Espesor (m)	Profundidad (m)	Peso unitario efectivo (KN/m ³)	Esfuerzo o carga externa (KN/m ²)	Presión de Poros (KN/m ²)	Esfuerzo efectivo vertical de confinamiento (KN/m ²)
0			0	0	0	0	0
1	SM (Arena media)	3.45	3.45	18	62.10	0	62.10
2	SM (Arena media)	10.7	14.15	18	254.70	104.97	149.73
3	SW-SM (Arena media)	1.4	15.55	21.5	284.80	118.70	166.10
4	GP (Grava)	6.3	21.85	21.5	420.25	180.50	239.75
5	GP (Grava)	6.45	28.30	21.5	558.93	243.78	315.15

Nivel freático = -3.45 (m)

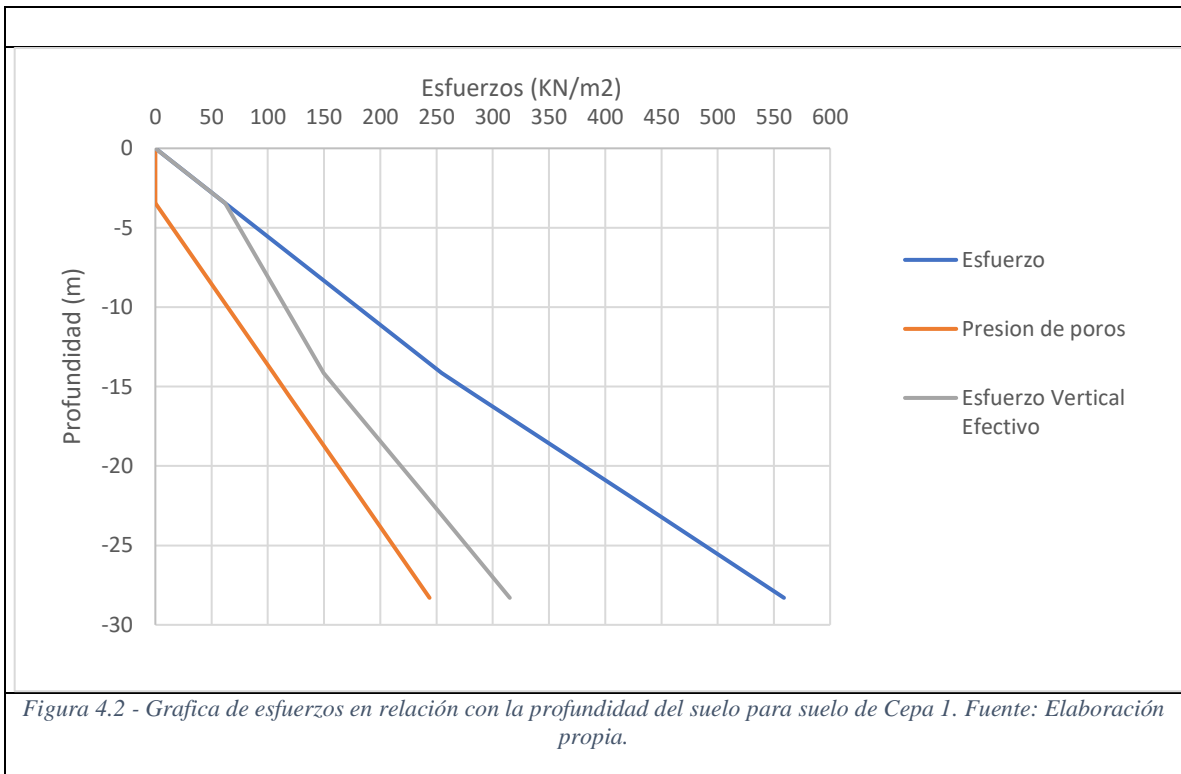


Figura 4.2 - Gráfica de esfuerzos en relación con la profundidad del suelo para suelo de Cepa I. Fuente: Elaboración propia.

4.2. Determinación de la Capacidad de Carga Axial del Pilote.

4.2.1. Determinación capacidad de punta del pilote

Según Fellenius, “todos los métodos de diseño de cimentaciones se basan principalmente en correlaciones empíricas”. A partir de esta apreciación, el cálculo de la capacidad de punta del pilote queda definido mediante el método con correlaciones de ensayo SPT recomendado según disposiciones AASHTOO.

4.2.1.1 Método con Correlaciones de ensayo SPT

Según las disposiciones de la ASHTOO LRFD Bridge Design [3] la resistencia de punta del pilote se obtiene del valor de N_{60} , en conjunto con la influencia de la presión atmosférica como muestra Breud (1985):

$$q_p = 19,7 * Pa * N_{60}^{0.36} \quad (4-3)$$

Donde,

N_{60} = valor promedio del N_{60} cercano a la punta del pilote (10D sobre y 4 D bajo punta)

$$Pa = \text{presion atmosferica} \approx 100 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

Capacidad Carga de punta del Pilote de Estribo de Entrada:

La punta del pilote correspondiente a la fundación del estribo de entrada esta embebido a una profundidad de 18.5 (m) aproximadamente desde la cota del sondaje. Por lo tanto, el valor de N_{60} promedio es igual a 51 y procedimiento de calculo se verifica en la tabla 4.4

Por lo tanto,

$$q_p = 19,7 * 100 \left(\frac{KN}{m^2} \right) * 51^{0.36}$$

$$q_p = 8113.19 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

$$Q_p = q_p * A_p = 8113.19 * 1,13 = 9167.90 (KN)$$

$$Q_p = 916.79 (tonf)$$

Tabla 4.6 – Análisis para el cálculo del valor N60 para pilote estribo de entrada.

	Cotas (m)		Clasif. USCS Estimada	Numero de SPT				N60	N60 diseño
				N1	N2	N3	NT		
10 Dpilote	6,00	6,45	SP	9	12	12	24	25	20
	6,45	7,30	SP	9	12	12	24	25	20
	7,30	7,30						0	
	7,30	7,50	SP	9	12	12	24	25	20
	7,50	7,95	SP	7	10	12	22	23	19
	7,95	9,00	SM	7	10	12	22	23	19
	9,00	9,45	SW-SM	9	14	15	29	30	23
	9,45	11,00	SW-SM	9	14	15	29	30	23
	11,00	11,45	SW-SM	33	90	90	100	98	57
	11,45	13,00	SW-SM	33	90	90	100	98	57
	13,00	13,25	SW-SM	33	90	90	100	98	57
	13,25	14,35	SW-SM	33	90	90	100	98	57
	14,35	15,80	GP	33	90	90	100	98	71
	15,80	17,30	GP	33	90	90	100	98	71
	4 Dpilote	17,30	18,10	GP	33	90	90	100	98
18,10		19,20	GP	33	90	90	100	98	71
19,20		20,80	GP	33	90	90	100	98	71
20,80		22,00	GP	33	90	90	100	98	71
22,00		23,40	GP	33	90	90	100	98	71
23,40		23,80	GP	33	90	90	100	98	71



NIVEL FREATICO
NIVEL PUNTA DEL
PILOTE

N60
prom

51

Fuente: Elaboración propia.

Capacidad Carga de punta del Pilote de Cepa 1:

La punta del pilote correspondiente a la fundación profunda de la cepa 1 esta embebido a una profundidad de 21.83 (m) aproximadamente desde la cota del sondaje. Por lo tanto, el valor de N60 promedio es igual a 48 y procedimiento de cálculo se verifica en la tabla 4.5

Por lo tanto,

$$q_p = 19,7 * 100 \left(\frac{KN}{m^2} \right) * 48^{0.36}$$

$$q_p = 7938.04 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

$$Q_p = q_p * A_p = 7938.04 * 1,77 = 14050.32 \text{ (KN)}$$

$$Q_p = 1405.03 \text{ (tonf)}$$

Tabla 4.7 – Análisis para el cálculo del valor N60 para pilote estribo de entrada.

	Cotas (m)		Clasif. USCS Estimada	Numero de SPT				N60	N60 diseño
				N1	N2	N3	NT		
10 Dpilote	0,00	3,45	SM	9	12	14	26	27	21
	3,45	14,15	SM	9	12	14	26	27	21
4 Dpilote	14,15	15,55	SW-SM				100	98	57
	15,55	21,85	GP				100	98	71
	21,85	28,30	GP				100	98	71
								N60 prom	
									48
NIVEL FREATICO NIVEL PUNTA DEL PILOTE									

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Determinación de la Capacidad de Carga por Fricción de un Pilote.

4.2.2.1 Método de Touma & Reese

La capacidad de carga por fricción del pilote queda definida según la ecuación (2-63) como sigue:

$$Q_s = \sum(p * \Delta L * f)$$

El valor más complicado de obtener es el parámetro f que representa a la *resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z* .

Para la obtención de la resistencia unitaria por fricción respecto de la profundidad, se utilizaron los parámetros del suelo mencionados anteriormente, y a partir de la Tabla 2.9 se obtiene el valor del ángulo de fricción entre el suelo y el pilote considerando Hormigón como material del pilote. La presión de la tierra en tanto se obtiene de la tabla 2.26:

$$\delta = \frac{3}{4} \phi$$

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

Capacidad Carga por fricción del Pilote de Estribo de Entrada:

Los valores de la resistencia unitaria por fricción en (KN/m²) se muestran en la siguiente tabla, donde:

Para z= 0 a 12.5 (m)

$$f = K_s * \sigma'_0 * \tan(\delta)$$

Considerar que la cabeza del pilote de estribo de entrada se encuentra a una profundidad de 6(m) desde la cota de los sondeos, y se embebe desde un suelo arenoso SP hasta un suelo de grava GP donde la longitud de empotramiento real del pilote es de 12.5 (m).

La longitud necesaria para que se desarrolle la resistencia unitaria por fricción en el pilote es de 15 veces el diámetro (dp=1.20 m), es decir, 18 (m). Por lo tanto, la resistencia por fricción no se alcanzará a desarrollar a lo largo de la longitud de empotramiento del pilote.

Tabla 4.8 – Valores de la resistencia a fricción del pilote de estribo de entrada respecto de la profundidad.

Estrato	z (m)	Peso Unitario, y KN/m ³	Ángulo de Fricción , ϕ	Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote, δ	Tan δ	Presión lateral de la tierra, Ks	Presión efectiva de confinamiento , σ'_v (KN/m ²)	f KN/m ²
	0	-	-	-	-	-	0.00	0.00
SP	-1.30	14.5	33	24.75	0.46	0.46	106.83	22.43
SM	-3	18	33	24.75	0.46	0.46	120.79	25.36
SW-SM	-5	21.5	34	25.5	0.47	0.44	138.33	29.09
SW-SM	-8.35	21.5	40	30	0.58	0.36	161.71	33.35
GP	-12.5	21.5	42.5	31.88	0.62	0.32	212.57	42.88

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el valor de Capacidad de carga por fricción del pilote queda definida como:

$$Q_s = f_{prom}(\text{hasta } z = L) * p * L$$

Donde,

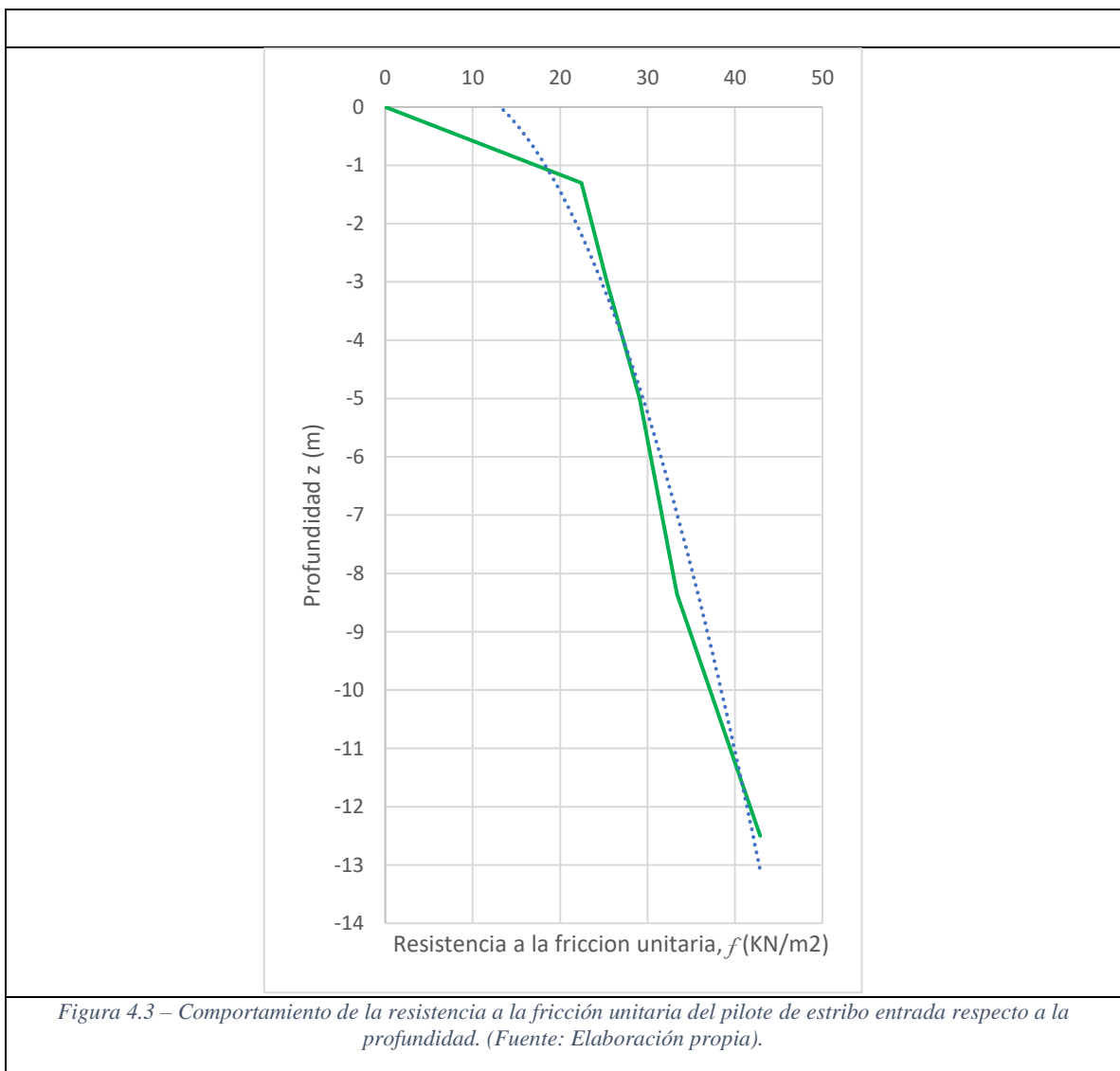
$$f_{prom}(hasta z = L) = \frac{0 + 22.42 + 25.36 + 29.09 + 33.35 + 42.88}{5} = 25,51 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

Por lo tanto,

$$Q_s = 25.51 * 3,77 * 12.5 = 1202.44 (KN)$$

$$Q_s = 122.65 (tonf)$$

Como afirma Das en 10 la resistencia unitaria por fricción es menor que la resistencia unitaria por punta. Esta afirmación es válida para suelos granulares, y no necesariamente se cumple para suelos cohesivos. La Figura 4.33 muestra el comportamiento de la resistencia por fricción unitaria en relación a la profundidad.



Capacidad Carga por fricción del Pilote de Cepa 1:

Los valores de la resistencia unitaria por fricción en (KN/m²) se muestran en la siguiente tabla, donde:

Para z= 0 a 21.83 (m)

$$f = K_s * \sigma'_0 * \tan(\delta)$$

Considerar que la cabeza del pilote de estribo de entrada se encuentra a una profundidad de 3.17(m) por sobre la cota del terreno, y se embebe desde un suelo arenoso SM hasta un suelo de grava GP donde la longitud real de empotramiento es 21.83 (m).

La longitud necesaria para que se desarrolle la resistencia unitaria por fricción es de 15 veces el diámetro (dp=1.50 m), es decir, 22.5(m). Por lo tanto, al igual que el pilote del estribo de entrada, la resistencia por fricción no se alcanzará a desarrollar a lo largo de la longitud de empotramiento del pilote.

Tabla 4.9 – Valores de la resistencia a fricción del pilote de estribo de entrada respecto de la profundidad.

Estrato	z (m)	Peso Unitario, y KN/m ³	Ángulo de Fricción , ϕ	Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote, δ	Tan δ	Presión lateral de la tierra, Ks	Presión efectiva de confinamiento , σ'_v (KN/m ²)	f KN/m ²
	0	-	-	-	-	-	0.00	0.00
SM	3.45	18	33	24.75	0.46	0.46	62.10	13.03
SM	14.15	18	33	24.75	0.46	0.46	149.73	31.43
SW-SM	15.55	21.5	40	30	0.58	0.44	166.10	34.26
GP	21.83	21.5	42.5	31.88	0.58	0.62	239.75	48.36

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el valor de Capacidad de carga por fricción del pilote queda definida como:

$$Q_s = f_{prom}(hasta z = L) * p * L$$

Donde,

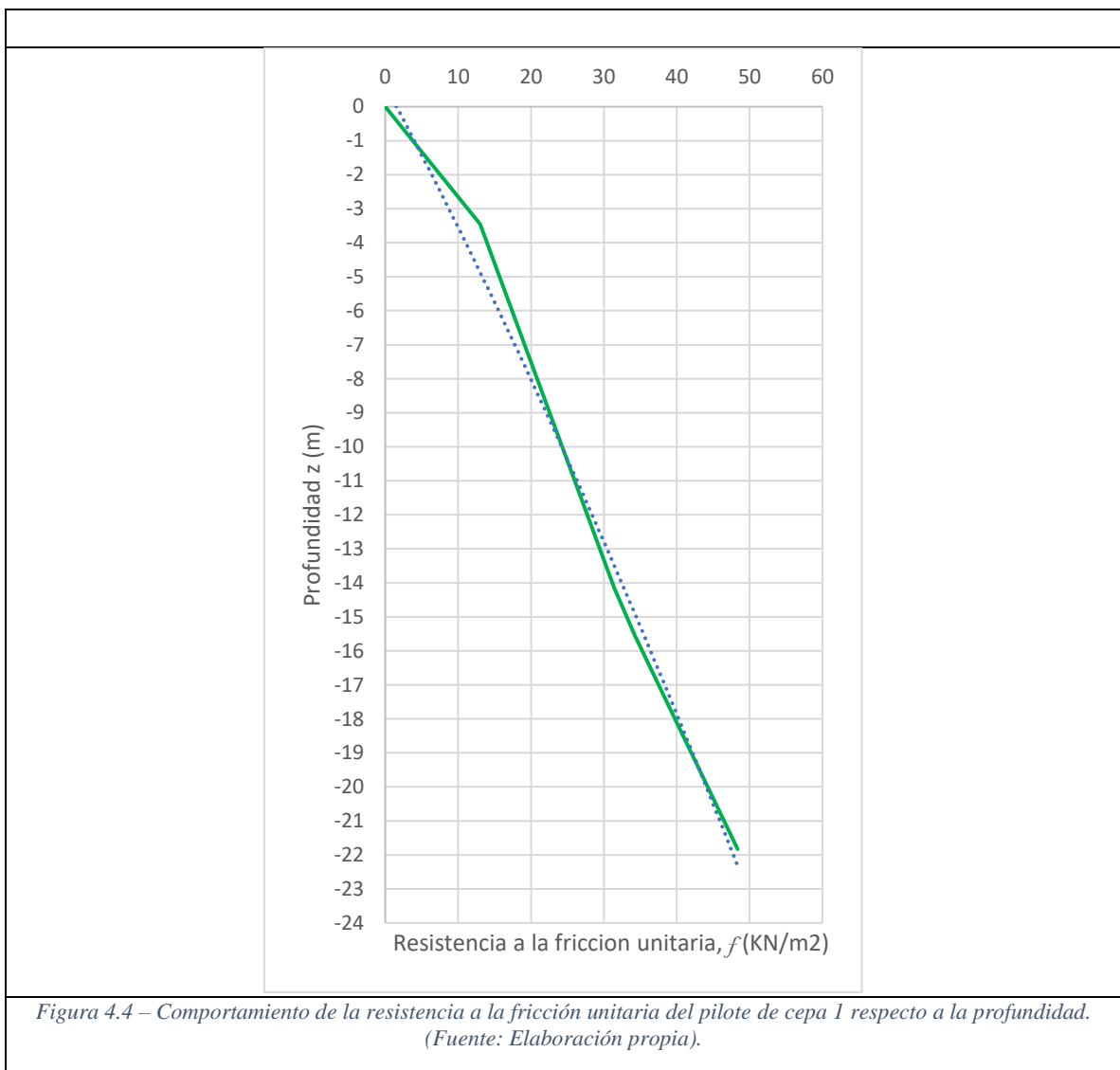
$$f_{prom}(\text{hasta } z = L) = \frac{0 + 13.03 + 31.43 + 34.26 + 48.36}{5} = 25,42 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

Por lo tanto,

$$Q_s = 25.42 * 4.71 * 21.83 = 2613.67 (KN)$$

$$Q_s = 266.71 (tonf)$$

La figura 4.4 muestra el comportamiento de la resistencia por fricción unitaria en relación a la profundidad.



El valor de la longitud de desarrollo de la capacidad unitaria por fricción en ambos casos de pilotes en estudio es mayor a la longitud real de empotramiento, y por lo tanto, no alcanza a desarrollarse completamente. En comparación a la resistencia por punta del pilote, el aporte de la resistencia por fricción, en ambos casos, es casi despreciable. Es decir, ambos pilotes trabajarán bajo capacidad de punta.

4.2.3. Determinación de la Capacidad de Carga Admisible de un Pilote.

Finalmente, con los cálculos realizados de las capacidades de carga axial del pilote, se puede determinar la capacidad de carga admisible de un pilote considerando los factores de seguridad generales, tanto estático como sísmico, y factores de seguridad parciales de acuerdo con la importancia de la carga analizada y a su incertidumbre.

4.2.3.1. Capacidad de Carga admisible axial Pilote de Estribo de Entrada

Capacidad de Carga de Punta Admisible Estático:

$$Q_{p adm estatico} = \frac{Q_p}{FS_{Estatico}} = \frac{916.79}{3} (tonf) = 305.60 (tonf)$$

Capacidad de Carga de Punta Admisible Sísmico:

$$Q_{p adm sismico} = \frac{Q_p}{FS_{sismico}} = \frac{916.79}{2} (tonf) = 458.40 (tonf)$$

Capacidad de Carga de Fricción Admisible Estático:

$$Q_{s adm estatico} = \frac{Q_s}{FS_{Estatico}} = \frac{122.65}{3} (tonf) = 40.88 (tonf)$$

Capacidad de Carga de Fricción Admisible Sísmico:

$$Q_{p adm sismico} = \frac{Q_p}{FS_{sismico}} = \frac{122.65}{2} (tonf) = 61.33(tonf)$$

Según Alva en [7], “la capacidad de carga admisible se toma como la menor de las siguientes ecuaciones”:

$$a) \quad Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{3.0} \quad (4-1)$$

$$Q_{adm} = \frac{916.79 + 122.65}{3.0} = 346.48 (tonf)$$

$$b) \quad Q_{adm} = \left(\frac{Q_p}{3.0}\right) + \left(\frac{Q_s}{2.0}\right) \quad (4-5)$$

$$Q_{adm} = \left(\frac{916.79}{3.0}\right) + \left(\frac{122.65}{2.0}\right) = 366.92 \text{ (tonf)}$$

Por lo tanto, la capacidad admisible de carga axial del pilote es de **346.48 (tonf)**.

4.2.3.2. Capacidad de Carga axial admisible Pilote de Cepa 1

Capacidad de Carga de Punta Admisible Estático:

$$Q_{p \text{ adm estatico}} = \frac{Q_p}{FS_{Estatico}} = \frac{1405.03}{3} \text{ (tonf)} = 468.43 \text{ (tonf)}$$

Capacidad de Carga de Punta Admisible Sísmico:

$$Q_{p \text{ adm sismico}} = \frac{Q_p}{FS_{sismico}} = \frac{1405.03}{2} \text{ (tonf)} = 702.65 \text{ (tonf)}$$

Capacidad de Carga de Fricción Admisible Estático:

$$Q_{s \text{ adm estatico}} = \frac{Q_s}{FS_{Estatico}} = \frac{266.71}{3} \text{ (tonf)} = 88.9 \text{ (tonf)}$$

Capacidad de Carga de Fricción Admisible Sísmico:

$$Q_{s \text{ adm sismico}} = \frac{Q_s}{FS_{sismico}} = \frac{266.71}{2} \text{ (tonf)} = 133.55 \text{ (tonf)}$$

Según Alva en [7], “la capacidad de carga admisible se toma como la menor de las siguientes ecuaciones”:

$$a) \quad Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{3.0} \quad (4-2)$$

$$Q_{adm} = \frac{1405.03 + 266.71}{3.0} = 557.25 \text{ (tonf)}$$

$$b) \quad Q_{adm} = \left(\frac{Q_p}{3.0}\right) + \left(\frac{Q_s}{2.0}\right) \quad (4-5)$$

$$Q_{adm} = \left(\frac{1405.03}{3.0}\right) + \left(\frac{266.71}{2.0}\right) = 601.70 \text{ (tonf)}$$

Por lo tanto, la capacidad admisible de carga axial del pilote es de **557.25 (tonf)**.

4.3. Determinación de la Capacidad de Carga Lateral de un Pilote

El diseño de cimentaciones con pilotes sometidas a cargas laterales debe satisfacer los criterios de carga admisible en el suelo y en los pilotes, y de deflexión tolerable de la estructura que soportan. Muchas estructuras no pueden soportar grandes desplazamientos laterales, como, por ejemplo, puentes, edificios, entre otras estructuras. Es por ello que se hace necesario un análisis carga – deformación con el objetivo de determinar la carga lateral permisible al desplazamiento máximo permitido por la estructura.

4.3.1. Capacidad de carga lateral ultima a partir del método de Broms

El análisis del comportamiento lateral de los pilotes debe tener en cuenta dos aspectos fundamentales: En primer lugar, la respuesta del pilote: la rigidez a la flexión del pilote, cómo está conectada la cabeza (cabeza libre, o cabeza con movimiento total o parcialmente restringido) y, en segundo lugar, la respuesta del suelo: los datos de entrada en el análisis deben incluir la resistencia del suelo como una función de la magnitud del movimiento lateral. [22]

Por lo tanto, se debe definir el comportamiento del pilote. Para ello es necesario recurrir a la ecuación (2-85) para conocer la rigidez a la flexión del pilote a partir de la longitud característica del sistema suelo – pilote.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p * I_p}{n_h}}$$

Donde,

$$E_p = \text{módulo de elasticidad del pilote} = 15100 * \sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$I_p = \text{momento de inercia} = \frac{\pi * r^4}{4} (cm^4)$$

La siguiente tabla resume los valores de los parámetros estructurales del pilote, tanto de la fundación de estribo de entrada como de la cepa 1.

Tabla 4.10 – Características geométricas y estructurales del pilote.

Pilote	Diámetro Pilote (cm)	Longitud Pilote (cm)	Área Sección (cm ²)	Perímetro Sección (cm)	fc' (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad, E (kg/cm ³)	Momento de Inercia, Ip (cm ⁴)
Estribo de entrada	120	1250	11309.73	376.99	250	238751.96	10178760.2
Cepa 1	150	2500	17671.46	471.24	250	238751,963	24850488.8

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, solo quedaría definir el valor de la constante de compresibilidad del suelo.

Es importante definir que el valor de n_h para suelos granulares se obtiene mediante las correlaciones de los resultados del ensayo SPT [3] como sigue:

Para arenas húmedas y secas

$$n_h = \left(\frac{N_{corr}}{0.18 * N_{corr} + 22} \right)^{1.5} + 0.08 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Para arenas saturadas y sumergidas

$$n_h = \left(\frac{N_{corr}}{0.36 * N_{corr} + 32} \right)^{1.7} + 0.03 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Donde,

$$N_{corr} = N_{terreno} * \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{vo}}}, \text{ donde } \sigma'_{vo} \text{ es expresado en } \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Los resultados en función de la profundidad, tanto para el sistema suelo-pilote de la fundación del Estribo de entrada, como de la Cepa 1 se detallan en las siguientes tablas:

Tabla 4.11 – Resultados para el valor de Ncorr y nh. para el sistema suelo-pilote del Estribo de entrada (Fuente: Elaboración propia).

n	Clasificación	Espesor Estrato	Longitud parcial pilote, z(m)	Ndiseño	Condicion Terreno	σ_{vo}' Kg/cm2	Ncorr	Nh kg/cm3
0		0	0					
1	SP	1.30	1.30	20	Seca a Humeda	1.09	19	0,73
2	SM	1.70	3.00	20	Saturada	1,23	18	0,30
3	SM-SW	2.00	5.00	23	Saturada	1,41	19	0,33
4	SM-SW	3,35	8.35	71	Saturada	1,64	55	1,14
5	GP	4.15	12.50	71	Húmeda	2,17	48	2,04

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.12 – Resultados para el valor de Ncorr y nh. para el sistema suelo-pilote de la Cepa 1 (Fuente: Elaboración propia).

n	Clasificación	Espesor Estrato	Longitud parcial pilote, z(m)	Ndiseño	Condicion Terreno	σ_{vo}' Kg/cm2	Ncorr	Nh kg/cm3
0		0	3.17					
1	SM	3.45	6.62	21	Húmeda	0.63	27	1.09
2	SM	10.70	17.32	21	Saturada	1,53	17	0.28
3	SM-SW	1.40	18.72	57	Saturada	1,69	43	0.87
4	GP	6.28	25	71	Húmeda	2,44	45	1.91

Fuente: Elaboración propia.

Además, con el objetivo de obtener un valor constante de T, varios autores proponen como solución un valor promedio de nh, que representa un valor fijo de la constante de compresibilidad del suelo de la siguiente manera:

$$n_{hprom} = \frac{\sum(n_h * \text{espesor del estrato})}{\text{Longitud del pilote}}$$

Por lo tanto, los valores de n_h para ambos pilotes en estudio, y su correspondiente longitud característica, T son los siguientes:

Pilote Estribo de Entrada:

$$n_h = \frac{0.73 * 1.30 + 0.30 * 1.70 + 0.33 * 2.00 + 1.14 * 3.35 + 4.15 * 2.04}{12.5} = 1.15 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{2,43 \times 10^{12}}{n_h}} = 291.66 \text{ (cm)}$$

Comparando T con la longitud del pilote se obtiene que:

$$L \geq 5 * T = 12.5 \text{ (m)} < 14.6 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, el pilote del estribo de entrada se comporta como un **pilote corto**.

Pilote Cepa 1:

$$n_h = \frac{1.09 * 3.45 + 0.28 * 10.70 + 0.87 * 1.4 + 1.91 * 6.28}{25} = 0.91 \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{5,93 \times 10^{12}}{n_h}} = 375.03 \text{ (cm)}$$

Comparando T con la longitud del pilote se obtiene que:

$$L \geq 5 * T = 25 \text{ (m)} > 18.75 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, el pilote de la Cepa 1, se comporta como un **pilote largo**.

Obtenida la característica del pilote se procede a calcular la capacidad de carga lateral ultima para cada uno.

4.3.1.1. Capacidad de carga lateral ultima pilote Estribo de entrada

Recordar que el pilote de estribo de entrada se comporta como pilote corto, por lo tanto, se rige por la solución de Broms 1965 para pilotes cortos embebidos en suelos no cohesivos figura 4.5. Por lo tanto, es necesario definir los siguientes parámetros:

$$L = \text{longitud del pilote} = 12.5 \text{ (m)}$$

$$D = \text{diámetro del pilote} = 1.20 \text{ (m)}$$

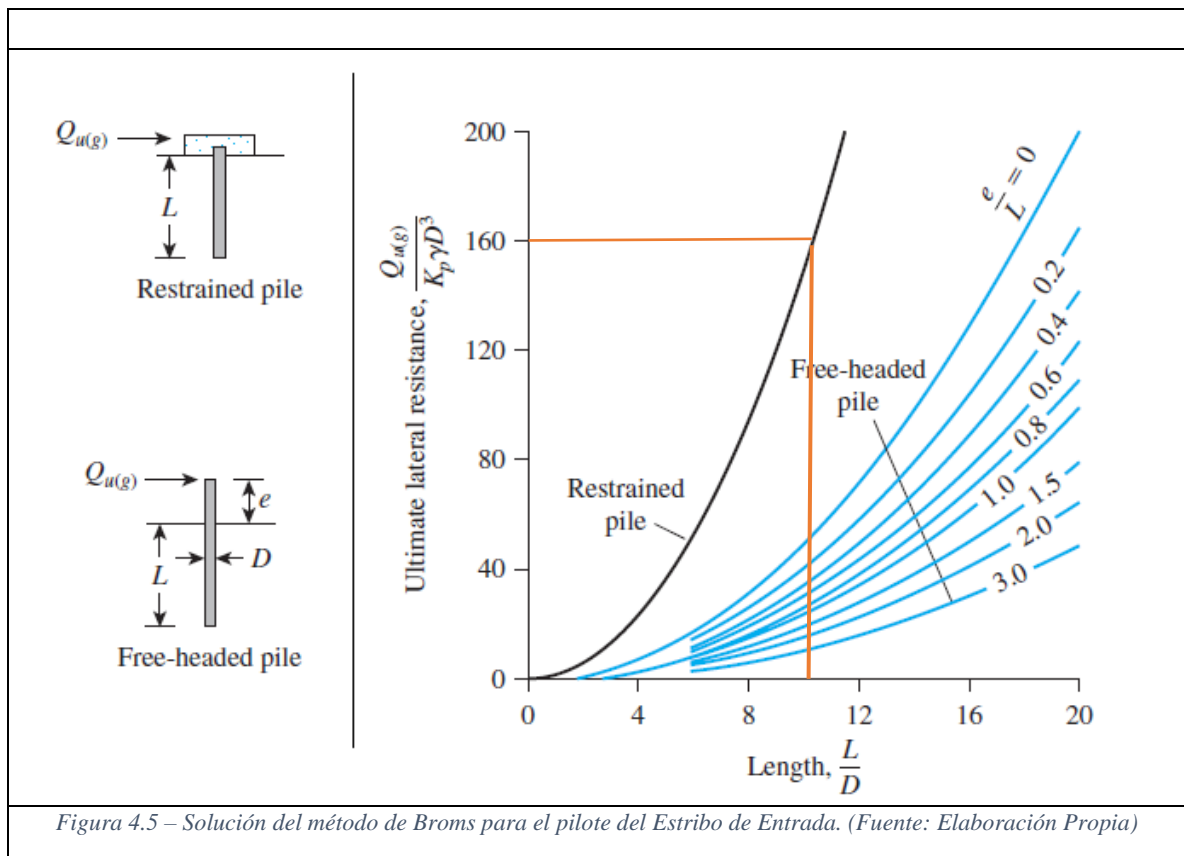
$$K_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.39$$

$$\gamma = \text{peso específico del suelo} = 18 \left(\frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right)$$

$$e = \text{excentricidad de la carga lateral} = 0$$

En el grafico se ingresa por el eje x con el valor de L sobre D, cortando la curva de pilote restringido en su cabeza como lo muestra la figura.

$$\frac{L}{D} = 10.42$$



El valor de la salida se obtiene en el eje y, con un valor de 160.

Por lo tanto,

$$Q_{u(g)} = 160 * K_p * \gamma * D^3 = 160 * 3.39 * 18 \left(\frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} \right) * 1.20^3 (\text{m}^3)$$

$$Q_{u(g)} = 16870.81 (\text{KN})$$

$$Q_{u(g)} = 1703.95 \text{ (tonf)}$$

La carga de trabajo admisible queda definida mediante el método ASD (diseño por esfuerzos admisibles) como sigue:

Capacidad de Carga Lateral Admisible Estático:

$$Q_{g \text{ adm estatico}} = \frac{Q_g}{FS_{Estatico}} = \frac{1703.95}{3} \text{ (tonf)} = 567.98 \text{ (tonf)}$$

Capacidad de Carga Lateral Admisible Sísmico:

$$Q_{g \text{ adm sismico}} = \frac{Q_g}{FS_{sismico}} = \frac{1703.95}{2} \text{ (tonf)} = 851.98 \text{ (tonf)}$$

En conclusión, el valor calculado para la capacidad de carga lateral ultima del pilote del estribo de entrada cobra real sentido, debido a que esta estructura, además de soportar cargas rodantes importante, sumado a las sobrecargas de los elementos estructurales, soportará las fuerzas inducidas por los desplazamientos del suelo (sismos) y los empujes del suelo. Es por esta razón que el diseño de los pilotes de estribos de puentes debe ser capaz de resistir cargas laterales de gran magnitud.

4.3.1.2. Capacidad de carga lateral ultima pilote Cepa 1

De un modo similar al cálculo del pilote del estribo de entrada, se calcula la capacidad de carga lateral ultima del pilote de Cepa 1, teniendo en consideración que este pilote se comporta como pilote largo, por lo tanto, se rige por la solución de Broms 1965 para pilotes cortos embebidos en suelos no cohesivos figura 4.6.

Al igual que el caso anterior, es necesario definir los siguientes parámetros:

$$L = \text{longitud del pilote} = 25 \text{ (m)}$$

$$D = \text{diámetro del pilote} = 1.50 \text{ (m)}$$

$$K_p = \text{Coeficiente de empuje pasivo de Rankine} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 3.39$$

$$\gamma = \text{peso específico del suelo} = 18 \left(\frac{Kn}{m^3} \right)$$

$$e = \text{excentricidad de la carga lateral} = 3.71 \text{ (m)}$$

En el grafico se ingresa por el eje x con el valor de $\frac{M_y}{D^4\gamma K_p}$, cortando la curva de pilote de cabeza libre con excentricidad versus diámetro del pilote igual a:

$$\frac{e}{D} = 2.11$$

El momento de fluencia del pilote queda descrito como sigue:

$$M_y = S * F_y$$

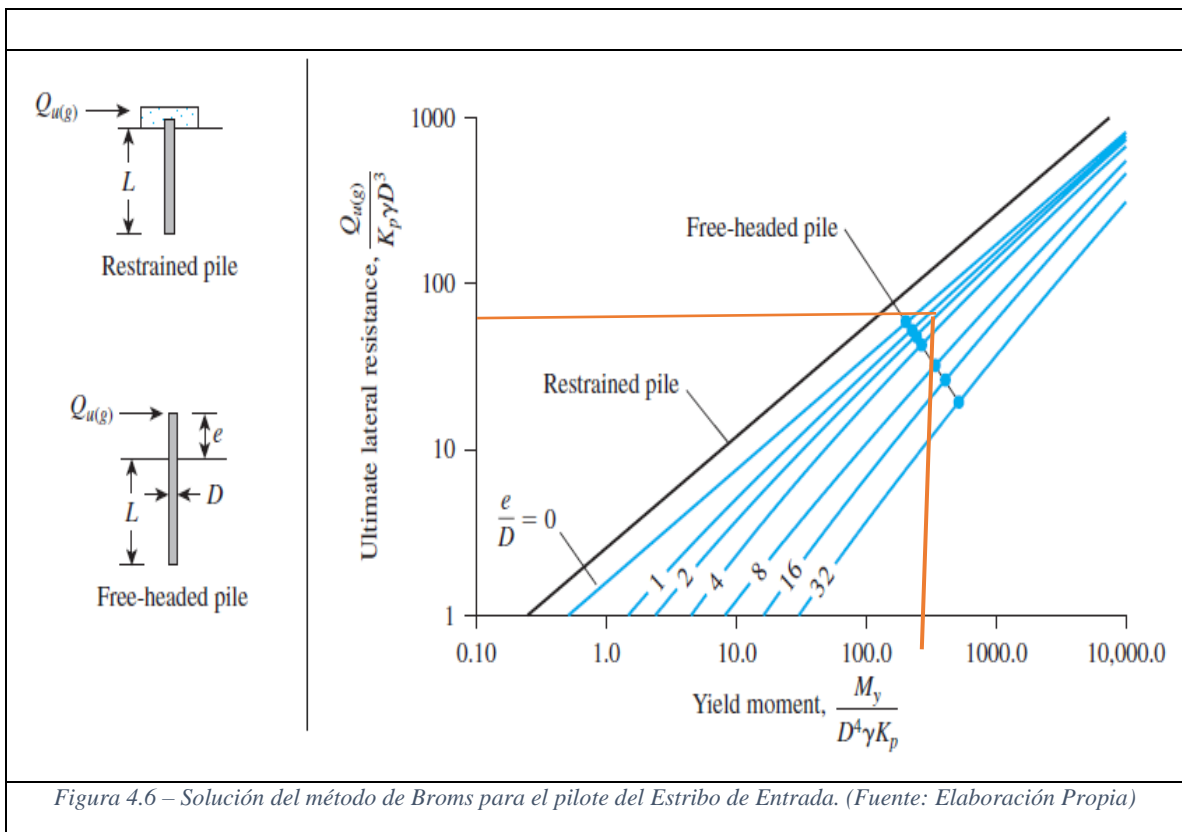
Donde,

$$S = \text{módulo de sección del pilote} = \frac{I_p}{D} = 331339.85 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia del material del pilote} = 4200 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$M_y = S * F_y = 136472.03 \text{ (KN * m)}$$

$$\frac{M_y}{D^4\gamma K_p} = 441.50$$



El valor de la salida se obtiene en el eje y, con un valor aproximado de 70.

Por lo tanto,

$$Q_{u(g)} = 70 * K_p * \gamma * D^3 = 70 * 3.39 * 18 \left(\frac{Kn}{m^3} \right) * 1.50^3 (m^3)$$

$$Q_{u(g)} = 14424.99 (KN)$$

$$Q_{u(g)} = \mathbf{1456.92 (tonf)}$$

La carga de trabajo admisible queda definida mediante el método ASD (diseño por esfuerzos admisibles) como sigue:

Capacidad de Carga Lateral Admisible Estático:

$$Q_{g \text{ adm estatico}} = \frac{Q_g}{FS_{Estatico}} = \frac{1456.92}{3} (tonf) = 485.64 (tonf)$$

Capacidad de Carga Lateral Admisible Sísmico:

$$Q_{g \text{ adm sismico}} = \frac{Q_g}{FS_{sismico}} = \frac{1456.92}{2} (tonf) = 728.46 (tonf)$$

4.3.2. Comportamiento sistema suelo – pilote

Debido a que la respuesta del sistema suelo-pilote es no lineal, incluso en el rango de cargas admisibles de trabajo, es importante que el diseño de pilotes sometidos a carga lateral se base en métodos de análisis que modelen el comportamiento no lineal del sistema, y que permitan obtener valores de la reacción del subsuelo o módulo de Balasto, parámetro representativo de las características del suelo e indispensable en la modelación del mismo. [22]

4.3.2.1 Obtención del módulo de reacción del suelo

Como se muestra en el apartado 2.7.1.1. *Módulo de reacción del suelo* el análisis más complicado es el cálculo del valor K_s o módulo de reacción del suelo, pues, si bien el método considera que es una constante en cualquier profundidad determinada. Sin embargo, se ha demostrado que este parámetro es una función que no es lineal, y que representarla como tal, produce estimaciones no siempre exactas en los resultados.

A partir de la ecuación (2-75) se puede determinar el módulo de reacción del suelo como sigue:

$$K_h = n_h * \frac{z}{b}$$

Donde,

z = profundidad del punto donde se evalúa K_h .

b = ancho de la placa vertical considerada = Diámetro del pilote.

n_h = coeficiente de reacción horizontal.

Por lo tanto, en función del coeficiente de reacción horizontal o coeficiente de compresibilidad del suelo calculados anteriormente, y la profundidad, se puede obtener de manera directa el módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto horizontal. Los resultados para ambos casos se demuestran en las tablas siguientes:

Tabla 4.13 – Resultados para el coeficiente balasto o módulo de reacción del suelo para el sistema suelo – pilote de la fundación del estribo de entrada. (Fuente: Elaboración propia)

n° Estrato	Clasificación	Espesor Estrato	Longitud parcial pilote, z(m)	Nh (kg/cm3)	Kh (Kg/cm3)	Kh (Ton/m3)
0		0,00	0.00			
1	GP	1.30	1.30	0,73	0.79	786.72
2	SP	3.00	3.00	0,30	0.76	762.07
3	SM-SW	5.00	5.00	0,33	1.36	1360.65
4	SM-SW	3.35	8.35	1,14	7.91	7913.55
5	GP	4.15	12.50	2,04	21.26	21258.12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.14 – Resultados para el coeficiente balasto o módulo de reacción del suelo para el sistema suelo – pilote de la fundación de la Cepa 1. (Fuente: Elaboración propia)

n° Estrato	Clasificación	Espesor Estrato	Longitud parcial pilote, z(m)	Nh (kg/cm3)	Kh (Kg/cm3)	Kh (Ton/m3)
0		0	3.17			
1	SM	3.45	6.62	1.09	4.8	4800.95
2	SM	10.70	17.32	0.28	3.27	3272.30
3	SM-SW	1.40	18.72	0.87	10.91	10919.31
4	GP	6.28	25.00	1.91	31.79	31799.49

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2.2. Método de Matlock & Reese

Método que considera el suelo como un material lineal elástico y en base a las suposiciones de Winkler para la obtención del módulo de reacción del suelo, características del sistema suelo – pilote y coeficientes empíricos permite visualizar el comportamiento del sistema.

Se basa en la longitud característica del sistema suelo – pilote, T, la que dependerá intrínsecamente de los parámetros geométricos estructurales del pilote y el coeficiente de compresibilidad, nh, el cual se desprende del análisis anterior realizado sobre el módulo de reacción del suelo, y que ya fueron calculados con anterioridad.

En función de este parámetro, el método de Matlock & Reese solo presenta coeficientes empíricos que hacen posible el calculo de pilotes largos, por lo tanto el análisis del pilote de estribo queda excluido de este análisis.

Comportamiento lateral del pilote de Cepa 1

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p * I_p}{n_h}} = 375.03 \text{ (cm)}$$

$$L = \text{longitud del pilote} = 25 \text{ (m)}$$

$$T = \text{longitud característica suelo – pilote} = 3.75 \text{ (m)}$$

$$L \geq 5 * T = 25 \text{ (m)} \geq 18.5 \text{ (m)}$$

Por lo tanto, según Das en (10) el pilote en estudio es considerado pilote largo. Esto determina que los valores de los coeficientes representados en la Figura 2.20 tienen límite para $Z_{max} = 5$, luego de esa profundidad adimensional los coeficientes no cambian, tendiendo a un valor cero.

Basándose en los valores de la profundidad adimensional Z, Figura 2.20 en función de la profundidad del punto de análisis y la longitud característica del sistema suelo – pilote se muestran en la tabla los valores de los coeficientes para el estudio del pilote.

Tabla 4.15 – Coeficientes adimensionales.(Fuente: Adaptada de [5])

Coeficientes									
Ax	A θ	Am	Av	Ap'	Bx	B θ	Bm	Bv	Bp'
2,44	-1,62	0,00	1,00	0,00	1,62	-1,75	1,00	0,00	0,00
0,31	-0,67	0,72	-0,25	-0,53	0,00	-0,30	0,55	-0,48	0,00
-0,08	-0,04	0,23	-0,35	0,23	-0,09	0,06	0,06	-0,21	0,27
-0,05	0,05	0,00	-0,11	0,20	-0,03	0,05	-0,04	0,02	0,11
-0,01	0,03	0,00	-0,11	0,20	-0,03	0,05	-0,04	0,02	0,11
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Elaboración propia.

*Recordar que $Z = L(z)/T$

Tener en cuenta que este procedimiento se debe hacer en cada uno de los puntos de análisis a la profundidad determinada de estudio. A modo de simplificación, en la tabla se muestran los valores en los límites del estrato.

Los resultados obtenidos para nh y T se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.16 – resultados obtenidos para nh y T .

n° Estrato	Clasificación	Espesor Estrato	Longitud parcial pilote, $z(m)$	$Z = z/T$
0		0	3.17	0
1	SM	3.45	6.62	1.8
2	SM	10.70	17.32	4.6
3	SM-SW	1.40	18.72	5.0
4	GP	6.28	25.00	6.7

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, a partir de los valores del número adimensional $Z = L(z)/T$ se obtienen los siguientes coeficientes basándose en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17 – Coeficientes en función de la profundidad adimensional exclusivo para el caso de estudio.

$Z=L(z)/T$	Coeficientes									
	A_x	A_θ	A_m	A_v	$A_{p'}$	B_x	B_θ	B_m	B_v	$B_{p'}$
0.0	2.44	-1.62	0	1	0	1.623	-1.75	1	0	0
1.7	0.25	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
3.0	-0.03	0.04	-0.02	-0.045	0.1235	-0.014	0.019	-0.034	0.023	0.055
4.0	-0.01	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002
5.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, dadas las ecuaciones del comportamiento del sistema suelo – pilote (ecuaciones desde la 2-76 a la 2-80) que se derivan de la ecuación de la elástica se pueden determinar las curvas de reacción del suelo y las curvas de desplazamiento, pendiente, momento y corte del pilote a cualquier profundidad en función de la carga lateral y momento aplicado en el pilote a nivel de superficie del terreno, es decir, cuando $z = 0$ (m) de profundidad.

Las ecuaciones dependerán del valor para la carga lateral y momento actuantes en el pilote, debido a que el resto de las variables dependen de las características del pilote y del suelo. La carga lateral para analizar se puede evaluar a partir de la capacidad de carga axial del pilote como un porcentaje de esta última, debido a que rara vez el pilote solo estará sometido a carga axial.

“El componente lateral impuesto es resistido por la rigidez a la flexión del pilote, el grado de fijeza o restricción al movimiento del pilote, y la resistencia al corte movilizada en el suelo que rodea a la longitud superior del pilote”. [22]

El conocer el comportamiento del sistema suelo – pilote ante cargas laterales y momentos permite analizar y prever como será su comportamiento ante desplazamientos sísmicos. Recordemos que el sismo no es precisamente una fuerza, sino un desplazamiento del suelo que inducirá una carga horizontal en la estructura. Un análisis de las cargas horizontales sísmicas sobre pilotes verticales se puede realizar mediante un análisis pseudo-estático.

Por lo tanto, el sistema se evaluará a partir de un valor de la carga lateral actuante en la cabeza del pilote igual al 40% de la carga axial permisible del pilote de cepa 1.

Es decir,

$$Q_g = 0.4 * Q_{adm}$$

Donde,

$$Q_g = \text{Carga lateral (KN)}$$

$$Q_{adm} = \text{Carga axial admisible (KN)}$$

$$0.4 = \text{factor análisis pseudoestático}$$

Por lo tanto,

$$Q_g = 0.4 * 5466.62 \text{ (KN)} = 2186.65 \text{ (KN)} \approx 221 \text{ (tonf)}$$

Comparándola con la capacidad de carga lateral admisible sísmico del pilote de Cepa 1:

$$Q_{g \text{ adm sismico}} = 728.46 \text{ (tonf)} > 221 \text{ (tonf)}$$

Por lo tanto, la carga lateral a evaluar se encuentra dentro del rango de trabajo del pilote.

Considerando solo la presencia de la carga lateral (No se evalúa momento, ni carga axial) se procede a analizar mediante el método de Matlock & Reese el comportamiento de la interacción suelo – pilote de fundación.

Las curvas obtenidas a partir del método de Matlock & Reese en [5] se detallan a continuación:

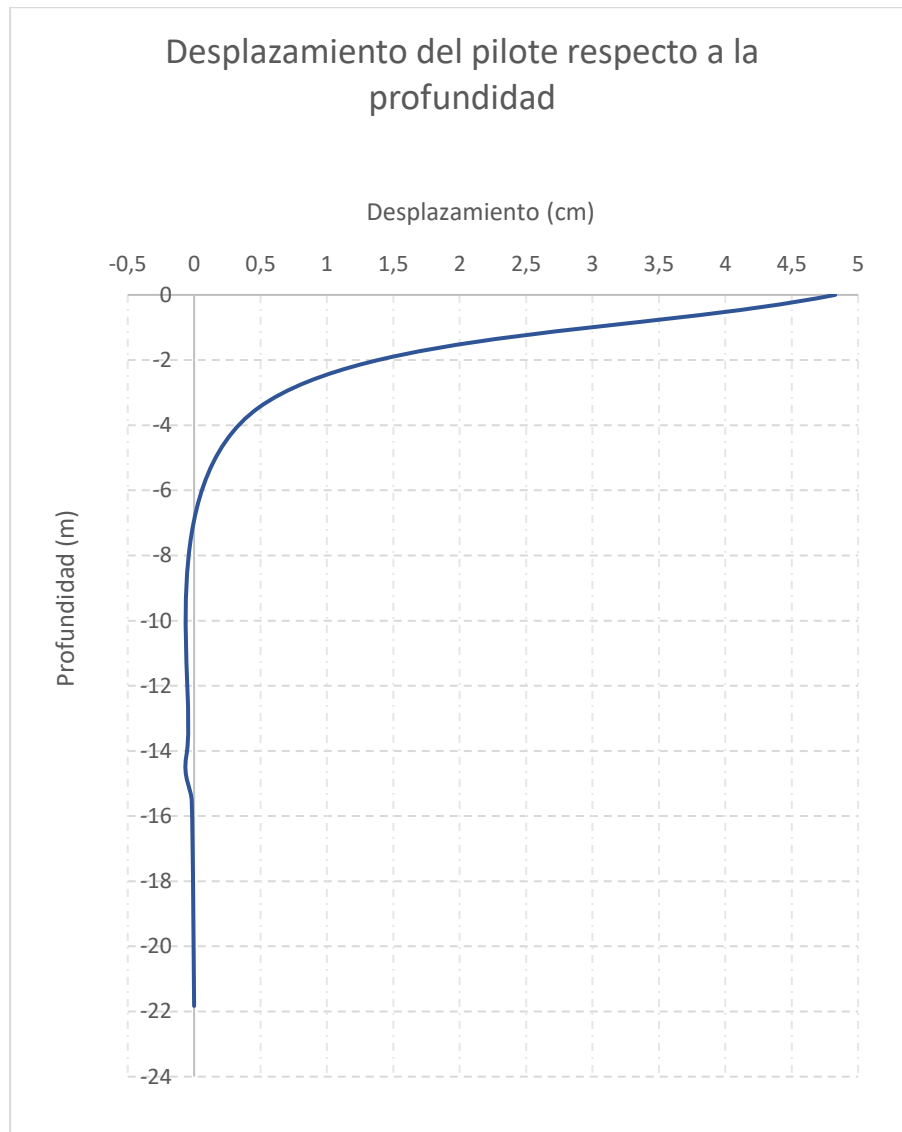


Figura 4.7 – Desplazamiento del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.18 – Valores desplazamiento del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.

z (m)	Desplazamiento en x (cm)
0	4.837
-3.45	0.489
-14.15	-0.058
-15.55	-0.018
-21.83	0
-28.3	0

Fuente: Elaboración propia.

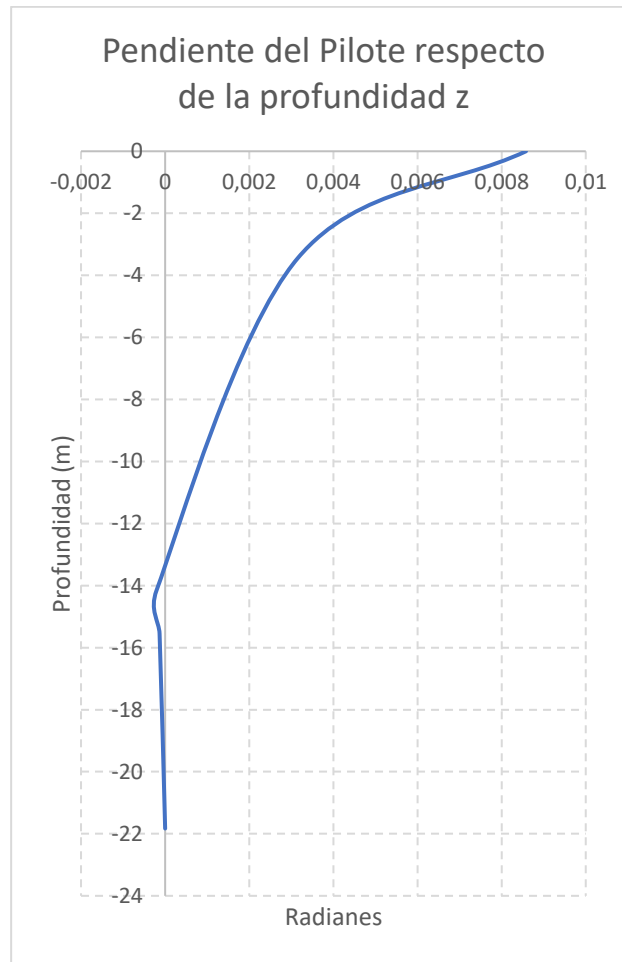


Figura 4.8 - Rotación del pilote a cualquier profundidad z (cm). Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.19 – Valores de la rotación del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.

z (cm)	Pendiente o rotación del pilote (rad)
0	0.0086
-3.45	0,0032
-14.15	-0,0002
-15.55	-0,00013
-21.83	0
-28.3	0

Fuente: Elaboración propia.

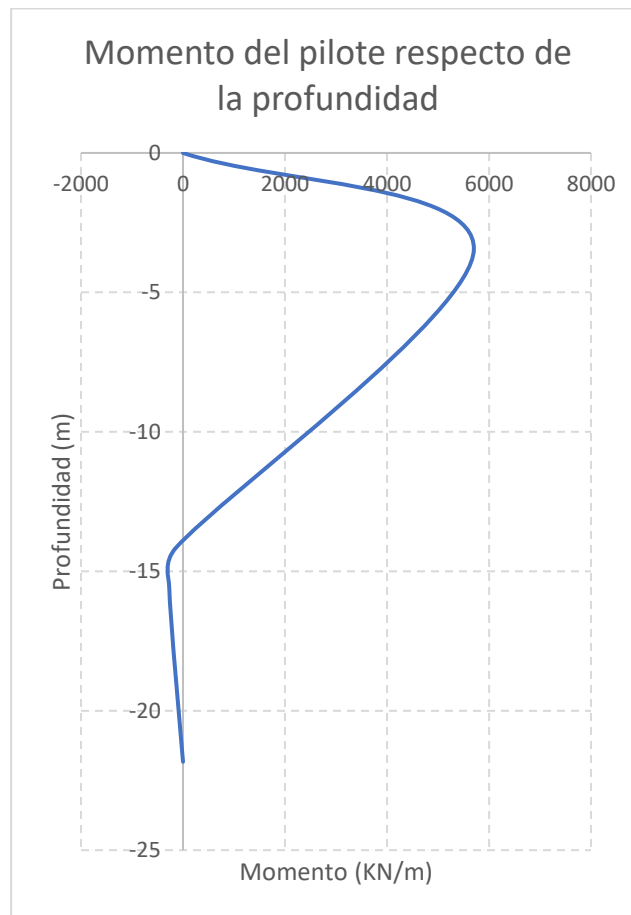


Figura 4.9 - Momento a cualquier profundidad z (m). Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.20 – Valores del momento del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.

z (m)	Momento del Pilote (KN*m)
0	0
-3.45	5703.8
-14.15	-135.2
-15.55	-270.4
-21.83	0
-28.3	0

Fuente: Elaboración propia.

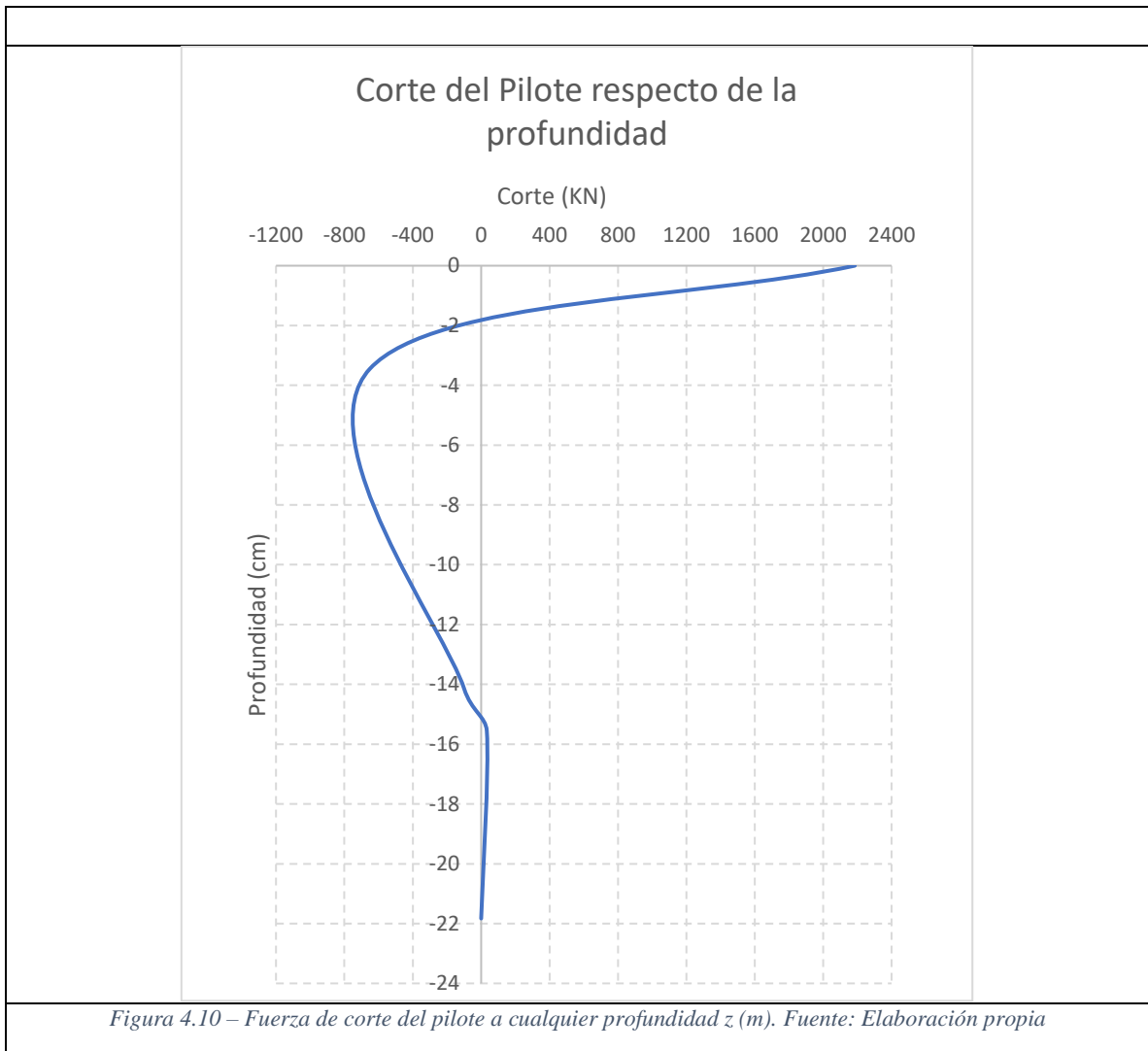


Tabla 4.21 – Valores de la fuerza de corte del pilote dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.

z (m)	Fuerza de Corte del pilote (KN)
0	2185.17
-3.45	-651.18
-14.15	-99.43
-15.55	32.78
-21.83	0
-28.3	0

Fuente: Elaboración propia.

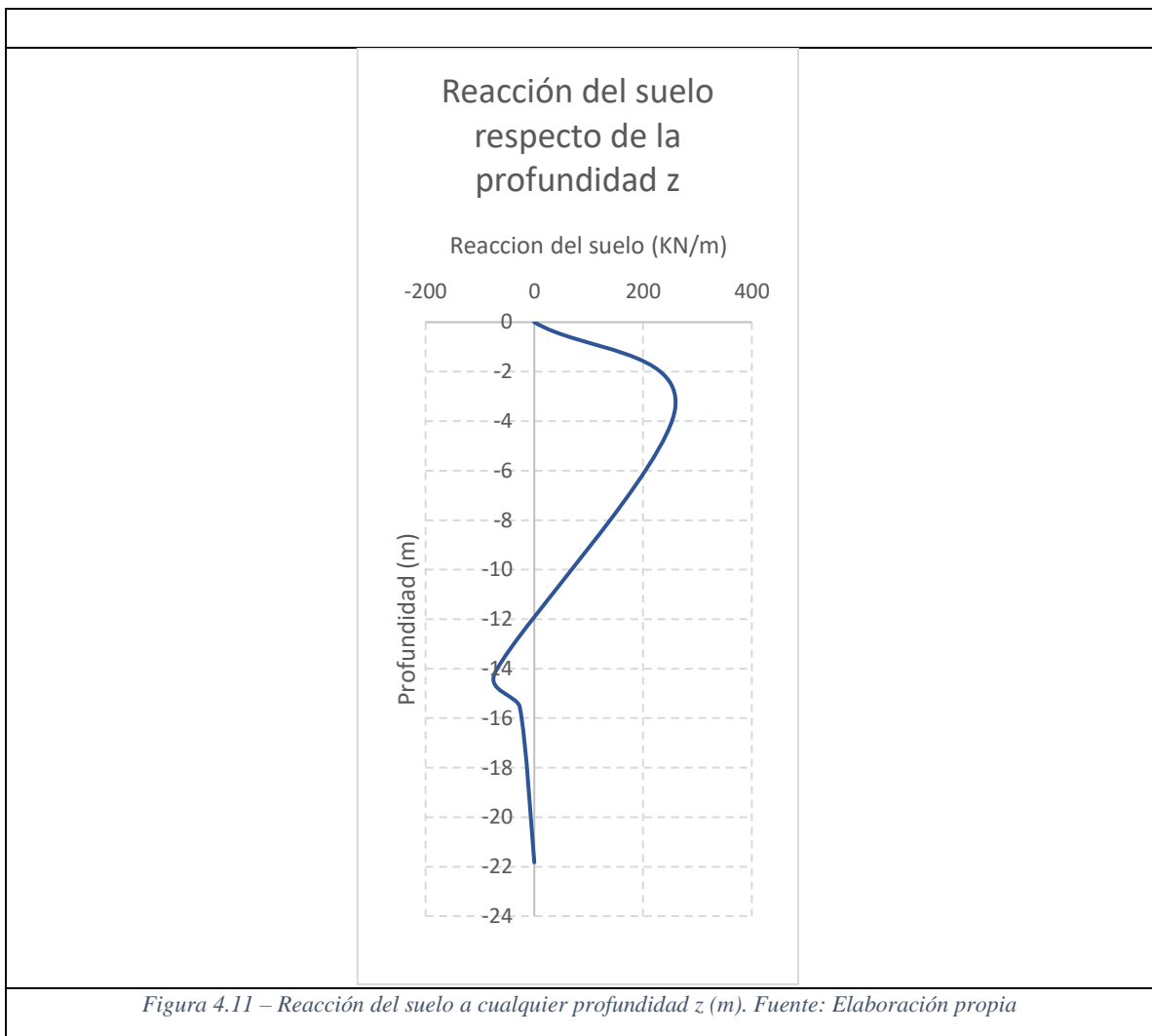


Tabla 4.22 – Valores de la reacción del suelo dependiendo de su profundidad. Fuente: Elaboración propia.

z (m)	Reacción del suelo (KN/m)
0	0
-3.45	259.28
-14.15	-71.96
-15.55	-26.80
-21.83	0
-28.3	0

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Análisis del grupo de pilotes

La capacidad de un grupo de pilotes bajo carga lateral en pilotes perforados como los del caso de estudio, pueden ser estimados a partir de la utilización de los valores calculados para pilotes individuales. La influencia del trabajo en grupo de los pilotes es muy importante debido a que en conjunto resisten de mejor manera los esfuerzos horizontales y momentos aplicados en la superestructura. Estos pilotes por lo general van unidos mediante un cabezal que reparte las cargas hacia los pilotes.

Dentro del análisis del grupo de pilotes es importante considerar el distanciamiento de los pilotes para que no se solapen y debido a esto pierdan capacidad de punta. La capacidad del grupo de pilotes se ve reducida por un factor de eficiencia que siempre se busca sea lo mas cercano a 1, por lo que se debe determinar una separación que cumpla este requisito. En el caso de los pilotes perforados en arena el factor de eficiencia es menor que 1, debido a que la resistencia por fricción disminuye y reduce la resistencia de punta debido a la superposición de tensiones del bulbo de presiones.

El factor de eficiencia viene definido como:

$$\eta = \frac{Q_{gu}}{\text{numero de pilotes} * \text{Capacidad de carga individual}}$$

AASHTO LRFD bridge Design [3] recomienda valores de eficiencia del grupo de acuerdo al distanciamiento de centro a centro de los pilotes y la dirección de la carga aplicada, como se muestra en la tabla 4.23

Tabla 4.23 – Eficiencia del grupo de pilotes de acuerdo al espaciamiento de pilotes.

Espaciamiento de pilotes (en la dirección de la carga)	Eficiencia, η		
	Línea 1	Línea 2	Línea 3 y superior
3D	0.80	0.40	0.35
4D	0.85	0.65	0.50
5D	1.00	0.85	0.70

Fuente: Adaptada de [3].

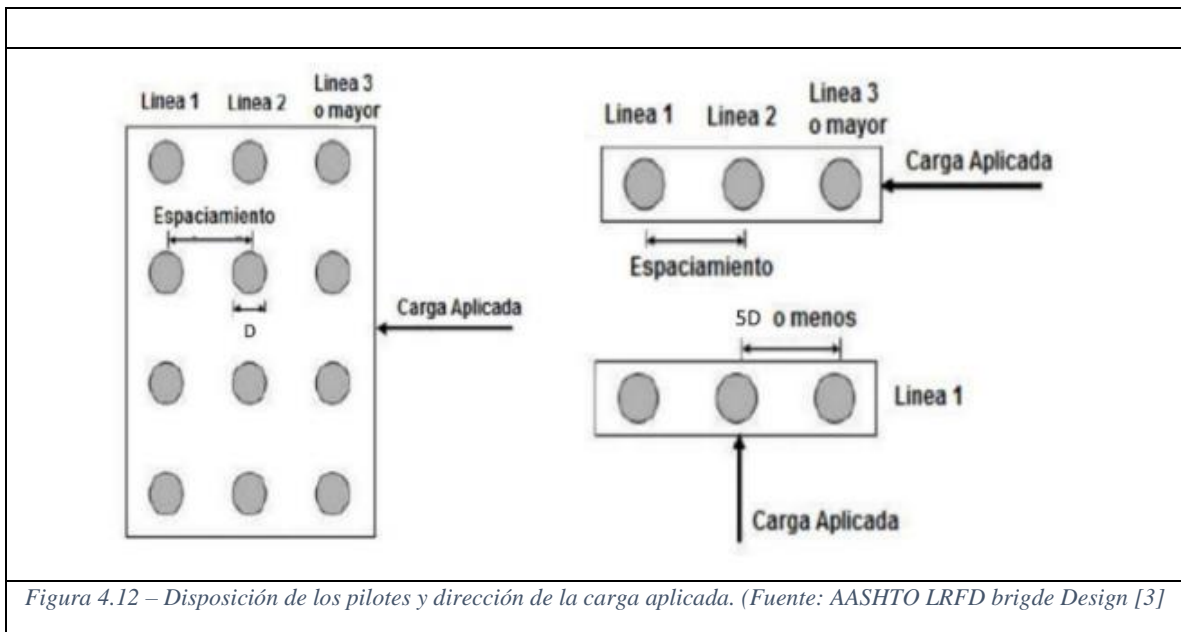
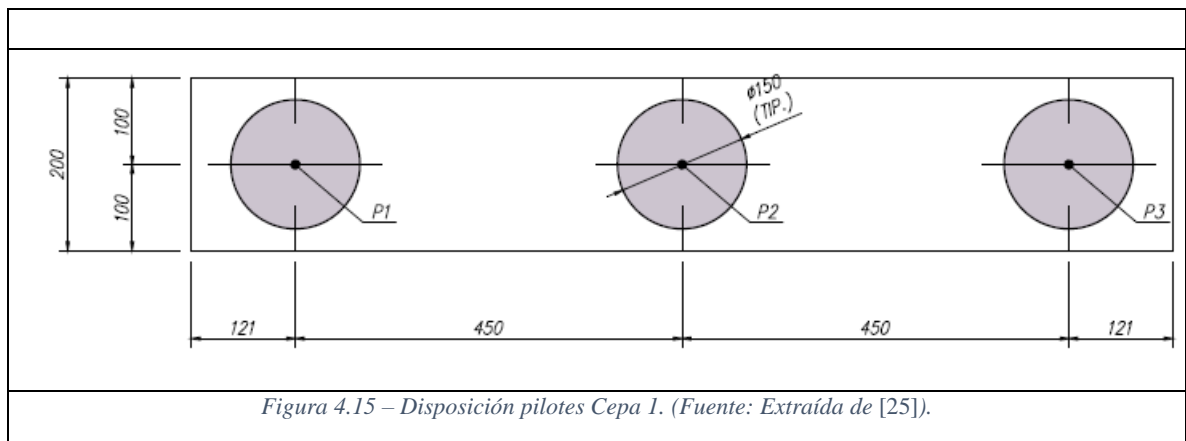
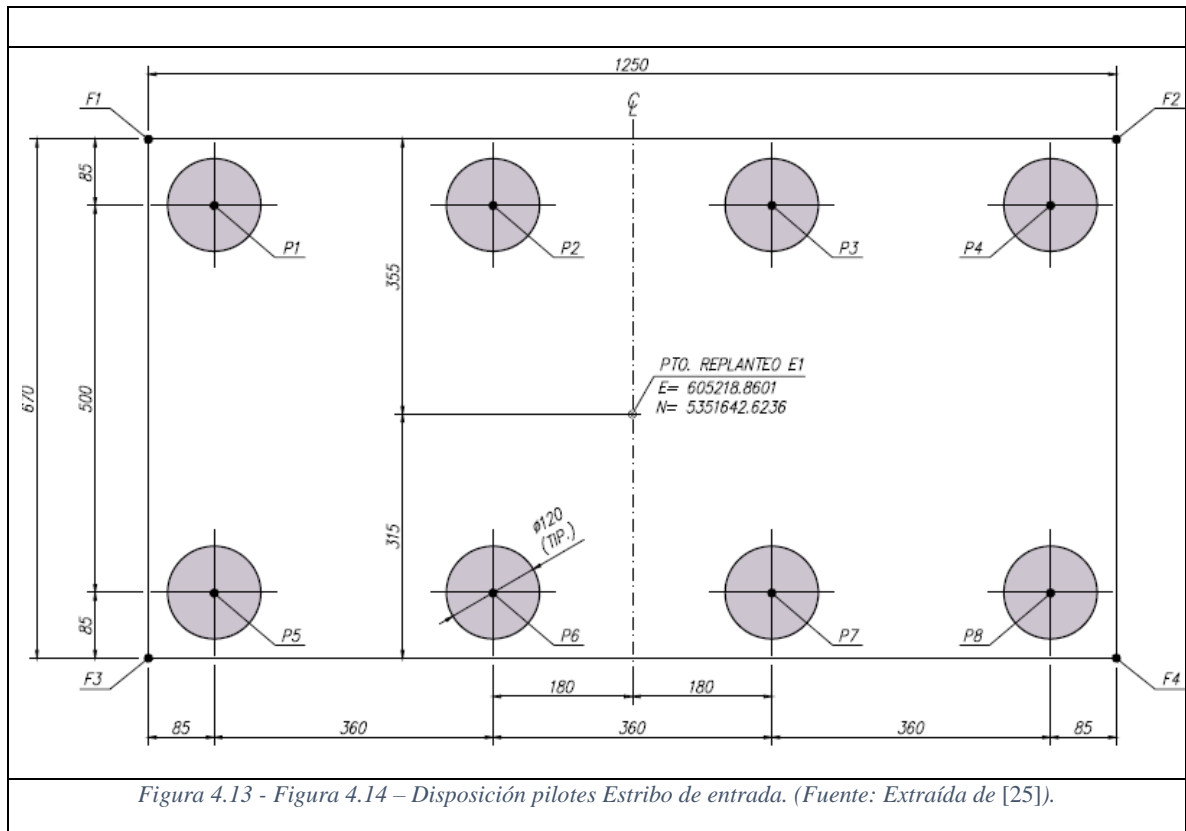


Figura 4.12 – Disposición de los pilotes y dirección de la carga aplicada. (Fuente: AASHTO LRFD bridge Design [3])

Por lo tanto, dada la configuración de espaciamiento de los pilotes, tanto para el Estribo de entrada y la Cepa 1 como se muestran en las figuras 4.13 y 4.14 se determina la eficiencia de grupo.



Para ambos casos la relación de espaciamiento es de 3 veces el diámetro, por lo tanto, la capacidad de grupo queda definida como:

a) Pilotes Estribo de Entrada:

$$Q_{u(g)} \text{ pilote individual} = 1703.95 \text{ (tonf)}$$

Tabla 4.24 – Capacidad de carga lateral de grupo de pilotes de Estribo de entrada						
		Línea 1	Línea 2	Línea 3	Línea 4	
	η	0,8	0,4	0,35	0,35	
	n° pilotes	2	2	2	2	
	Capacidad de carga lateral de Grupo (tonf)	2726.32	1363.16	1192.77	1192.77	

Fuente: Elaboración propia.

b) Pilotes Cepa 1:

$$Q_{u(g)} \text{ pilote individual} = 1456.92 \text{ (tonf)}$$

Tabla 4.25 – Capacidad de carga lateral de grupo de pilotes de Cepa 1.					
		Línea 1	Línea 2	Línea 3	
	η	0,8	0,4	0,35	
	n° pilotes	1	1	1	
	Capacidad de carga lateral de Grupo (tonf)	2331.07	1165.54	1019.84	

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa, la capacidad de carga del grupo de pilotes se ve reducida a medida que se acerca donde se encuentra la carga aplicada.

Como conclusión, para proyectos convencionales es casi imposible no aplicar el factor de reducción de la eficiencia, pues los espaciamientos entre pilotes deben ser de al menos 5 veces el diámetro para considerar una eficiencia igual a 1. Además, la eficiencia de grupo es un tema que va variando a medida que surgen nuevas investigaciones y se comprenda de mejor manera el fenómeno de interacción suelo – estructura. Aun más, cuando se analizan fenómenos dinámicos como la acción sísmica, variación de módulos de rigidez del suelo, etc. el problema es aún más complicado.

En cuanto a la determinación de asentamientos resulta muy difícil determinarlos por lo que se usan herramientas computacionales para visualizarlos. Además, es recomendable realizar pruebas de carga para determinar el asiento del grupo de pilotes, pero resultan altamente costosas.

Capítulo 5: Análisis de elementos finitos del pilote

El análisis a partir de métodos de elementos finitos permite obtener soluciones a ecuaciones diferenciales parciales muy complejas de un sistema, obteniendo resultados con una mayor precisión y en acotados tiempos de ejecución. En este capítulo se analizará la carga lateral y la interacción de las fundaciones profundas del puente en estudio, analizando tanto el pilote del estribo de entrada como el de la Cepa 1, considerando los parámetros del suelo obtenidos a partir del análisis del ensayo de SPT. Además, se analizará el comportamiento del grupo de pilotes ante cargas aplicadas derivadas del análisis de las reacciones en la superestructura. El programa computacional de elementos finitos con el que se realiza el análisis es RS PILE de Rocscience.

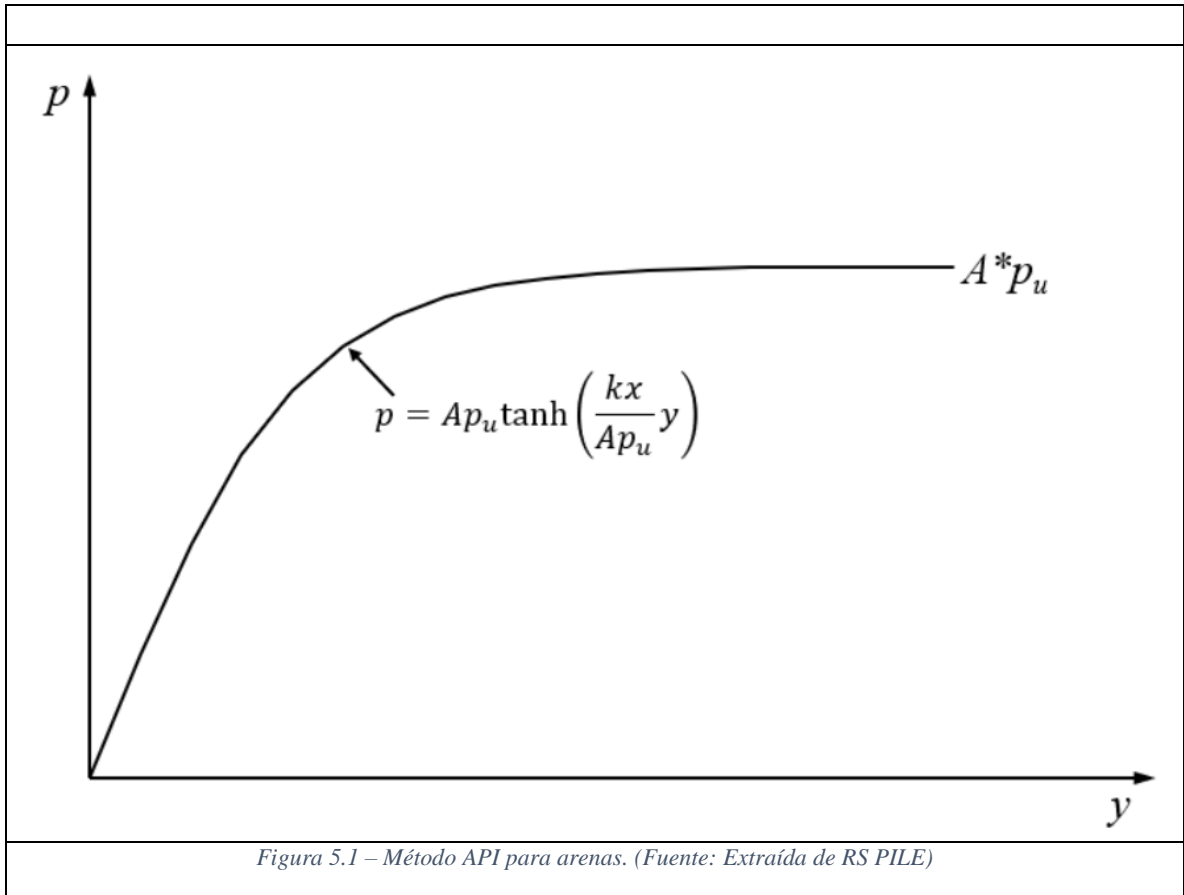
RS Pile de Rocscience entrega un sin número de herramientas de cálculo respecto a fundaciones profundas. Al igual que muchos programas de elementos finitos permitirá el análisis elastoplástico tridimensional, contemplando la utilización de leyes constitutivas complejas posibilitando observar de mejor manera la deformada lateral de los pilotes y el comportamiento suelo – pilote de la fundación.

Es un programa capaz de analizar desde un pilote hasta un grupo de pilotes, cualquiera que sea su configuración. A partir de este programa se logra analizar pilotes hincados y perforados, con distinto ángulo de inclinación, de distinta materialidad en su construcción, con distintas características estructurales y a profundidades que se requiera el análisis. Presenta una interfaz muy rápida en cuanto al número de iteraciones que se solicite.

5.1. Análisis de la capacidad de carga axial y lateral de un pilote

A partir de los parámetros obtenidos del suelo mediante el sondaje y de los ensayos de penetración estándar, además, de la caracterización estructural del pilote se procede a incorporar a la base de datos del programa como elementos Input.

El tipo de suelo de ambos sistemas es Arena a partir del método API. Este método es recomendado por el Instituto Americano del Petróleo en su manual para el diseño de plataformas marinas. Su comportamiento es No-lineal y se basa en las curvas de carga y desplazamiento. Es necesario conocer el ángulo de fricción interna y el módulo de reacción del suelo.



a) Pilote de Estribo de entrada:

a.1) Caracterización del suelo:

Tabla 5.1 – Parámetros del suelo del sondaje 1 para fundación de Estribo de entrada.

n° Estrato	Definición Estrato	Espesor (m)	Peso Unitario, γ (KN/m3)	Angulo de Fricción, ϕ	Kh (KN/m3)	Ks	Nq	f (KN/m2)	qp (KN/m2)
1	SP	1,30	14,5	33	7717,69	0,46	26,09	22,43	2787,28
2	SM	1,70	18	33	7475,95	0,46	26,09	25,36	3151,60
3	SW-SM	2,00	21,5	34	13347,97	0,44	29,44	29,09	4072,51
4	SW-SM	3,35	21,5	40	77631,90	0,36	64,20	33,35	10381,23
5	GP	4,15	21,5	42,5	208542,14	0,32	91,90	42,88	19533,78

Fuente: Elaboración propia.

a.2) Caracterización Pilote:

Tabla 5.2 – Parámetros estructurales correspondientes al pilote de Cepa 1.

PILOTE CEPA 1 - Hormigón Armado H30		
Diámetro Pilote	1,20	m
Longitud Pilote	12,50	m
Área Pilote	1.13	m ²
Perímetro Sección	3.77	m
Cabeza libre	0	m
Longitud real de empotramiento, L	12.50	m
fc'	250	kgf/cm ²
fy	4200	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad, Ep	238751.96	kg/cm ²
Momento de inercia, Ip	10178760.2	cm ⁴
Armadura	30φ25	

b) Pilote de Cepa 1:

b.1) Caracterización del suelo:

Tabla 5.3 – Parámetros del suelo del sondaje 1 para fundación de Cepa 1.

n° Estrato	Definición Estrato	Espesor (m)	Peso Unitario, γ (KN/m ³)	Angulo de Fricción, φ	Kh (KN/m ³)	Ks	Nq	f (KN/m ²)	qp (KN/m ²)
1	SM (Arena media)	3,45	18	33	47097,32	0,46	26,09	13,04	1620,31
2	SM (Arena media)	10,70	18	33	32101,29	0,46	26,09	31,43	3906,84
3	SW-SM (Arena media)	1,40	21,5	40	107118,40	0,36	64,20	34,26	10662,76
4	GP (Grava)	6,28	21,5	42,5	311953,07	0,32	91,90	48,36	22031,59

Fuente: Elaboración propia.

b.2) Caracterización estructural del Pilote:

Tabla 5.4 – Parámetros estructurales correspondientes al pilote de Cepa 1.

PILOTE CEPA 1 - Hormigón Armado H30		
Diámetro Pilote	1,50	m
Longitud Pilote	25,00	m
Área Pilote	1,77	m ²
Perímetro Sección	4,71	m
Cabeza libre	3,17	m
Longitud real de empotramiento, L	21,83	m
fc'	250,00	kgf/cm ²
fy	4200,00	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad, Ep	238751,963	kg/cm ²
Momento de inercia, Ip	24850488,8	cm ⁴
Armadura	40φ36	

Fuente: Elaboración propia.

5.1.1. Análisis de la capacidad de carga axial

El análisis de la capacidad de carga axial del pilote se basa en la aplicación de la carga axial admisible del pilote (calculada en 4.2) con el objetivo de analizar el pilote en su capacidad máxima de trabajo.

a) Pilote de Estribo de entrada

La carga axial externa que se asume es:

$$Carga\ externa\ en\ dirección\ z\ (Fz) = 346.48\ (tonf) = 3399(KN)$$

Al aplicar la carga externa en dirección z, el programa muestra la carga axial a lo largo de toda la profundidad de empotramiento del pilote, como se muestra en Figura 5.3. Se observa que la fuerza axial al nivel de la punta del pilote es aproximadamente 2753 (KN), es decir alrededor de 278.53 (tonf). Con ello se demuestra que el empotramiento del pilote disminuye el efecto de la carga axial a medida que aumenta la profundidad y de manera no lineal. Dentro de la influencia de esta observación es importante el rol que cumple el suelo y el método de instalación del pilote para que la transferencia de carga sea efectiva. Tener en cuenta que en muy raras ocasiones el pilote soportará solo el efecto de la carga axial, sino que el sistema suelo – pilote estará solicitado en base a combinación de carga axial, lateral y momento.

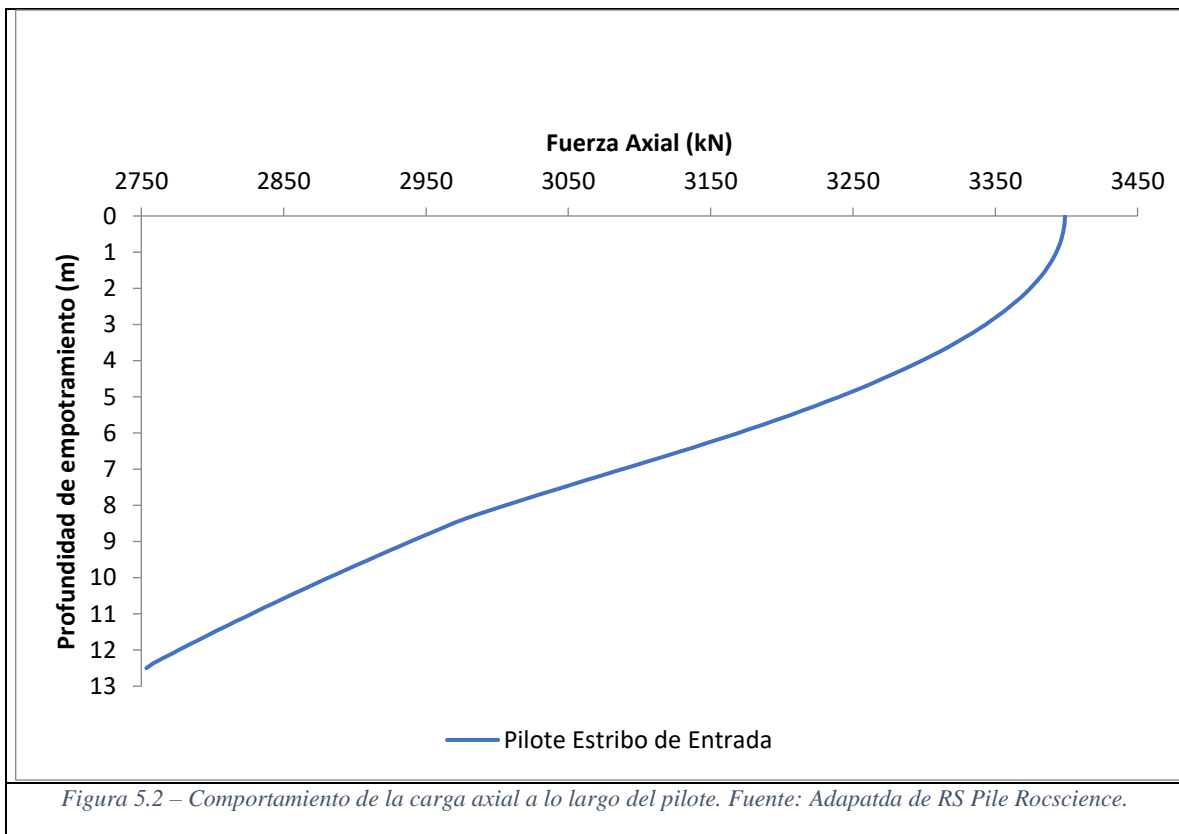
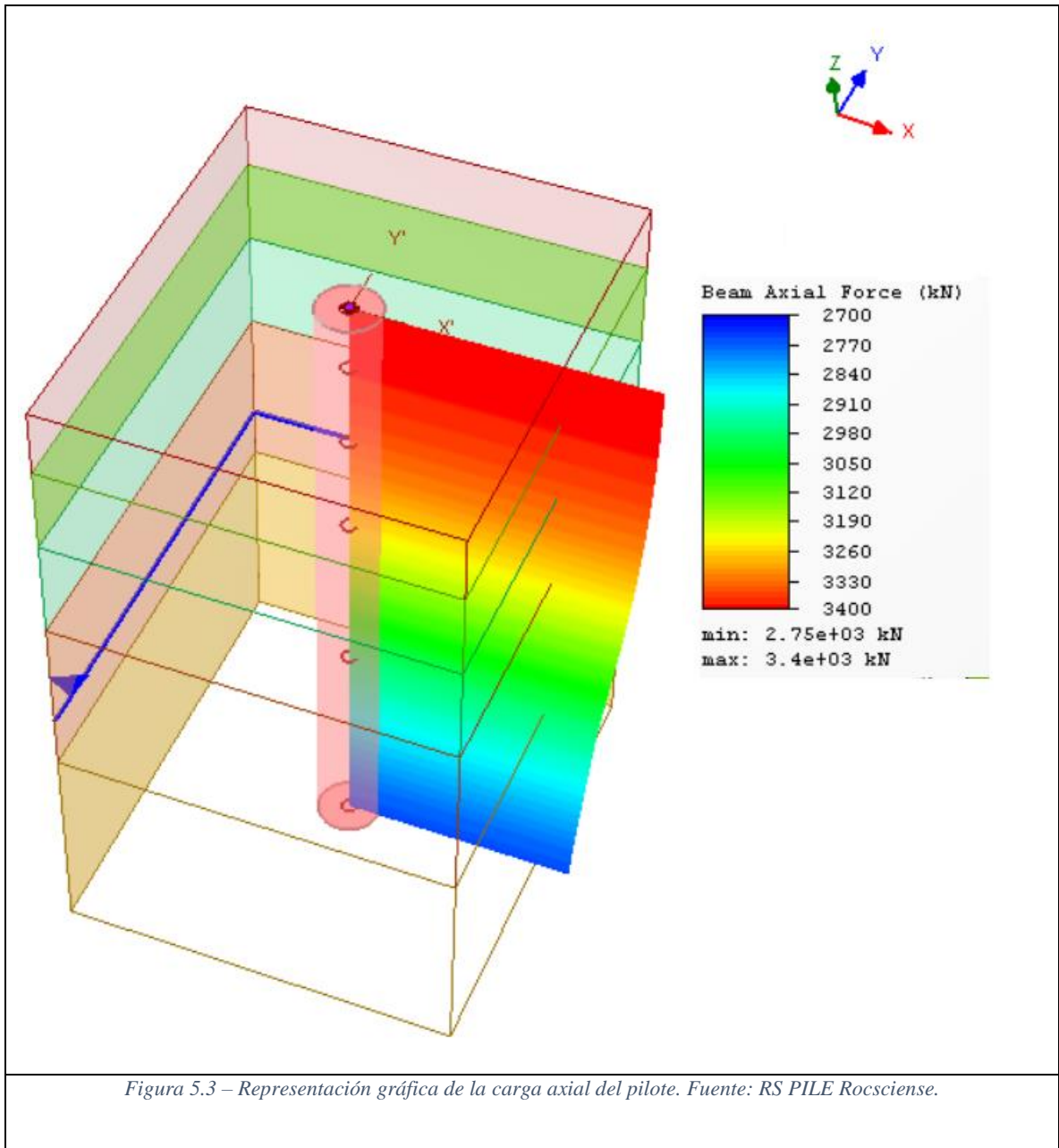


Figura 5.2 – Comportamiento de la carga axial a lo largo del pilote. Fuente: Adaptada de RS Pile Rocscience.



La carga axial impone asentamientos en el pilote, parámetro muy importante en el diseño de las fundaciones. El asentamiento del pilote es igual a 0.124 (cm) en el nivel de la punta del pilote. Este asentamiento de 0.012 (mm) se considera admisible, y es principalmente porque el suelo donde se apoya el pilote no representa riesgos para un suelo potencialmente licuable, donde si se producen deformaciones importantes. En la Figura 5.4 se representa de manera grafica el desplazamiento vertical del pilote.

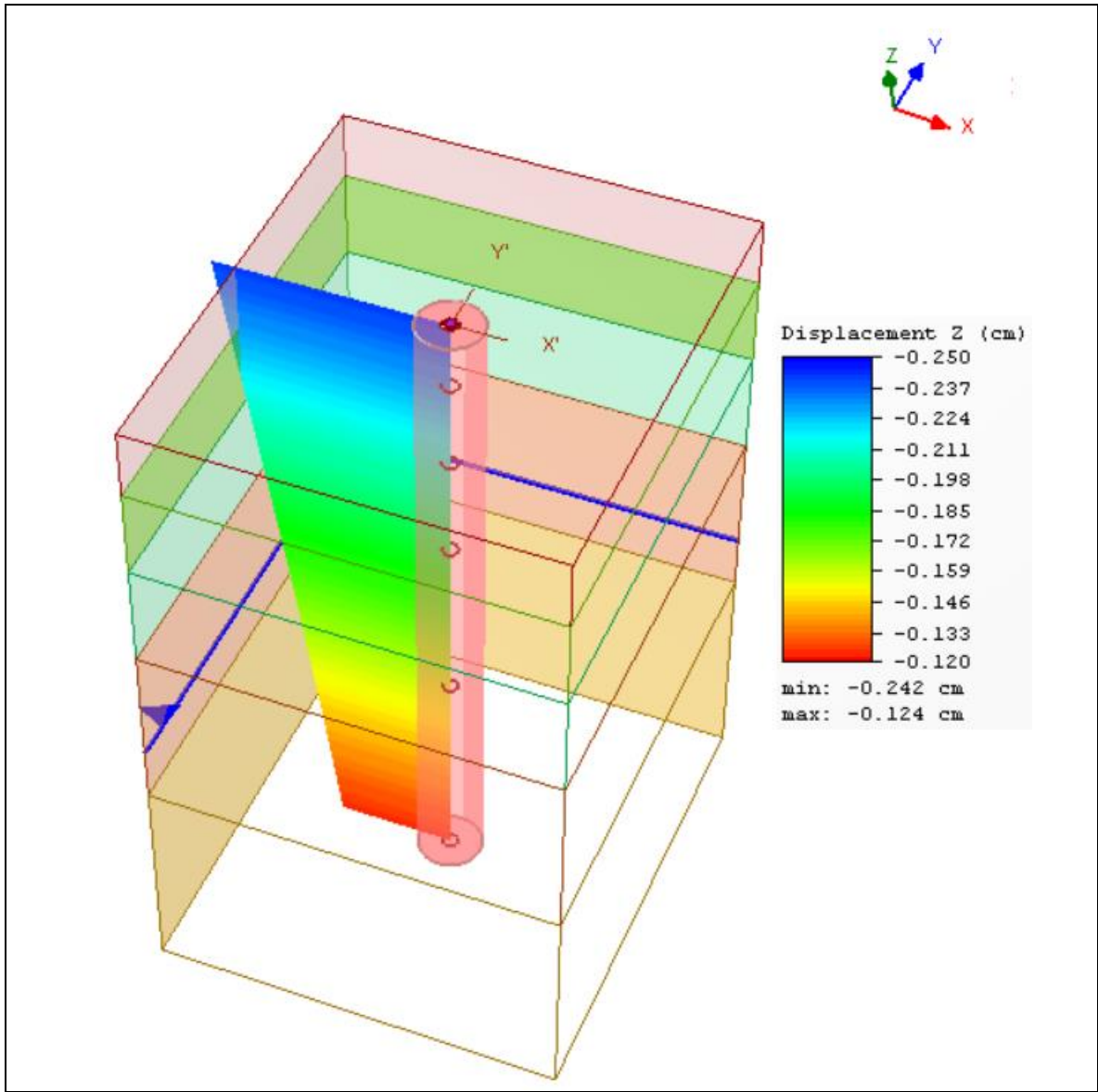


Figura 5.4 – Representación gráfica del desplazamiento del pilote en dirección z. Fuente: RS PILE Rocscience.

b) Pilote de Cepa 1

La carga axial externa que se asume es:

$$\text{Carga externa en dirección } z (F_z) = 557.25 \text{ (tonf)} = 5467 \text{ (KN)}$$

Se observa que la fuerza axial no se desarrolla hasta llegar al nivel donde se encuentra embebido el pilote, es decir a los 3.17 (m), debido a que el pilote es de cabeza libre.

Al nivel de la punta del pilote la carga axial es aproximadamente 3457 (KN), es decir alrededor de 349 (tonf).

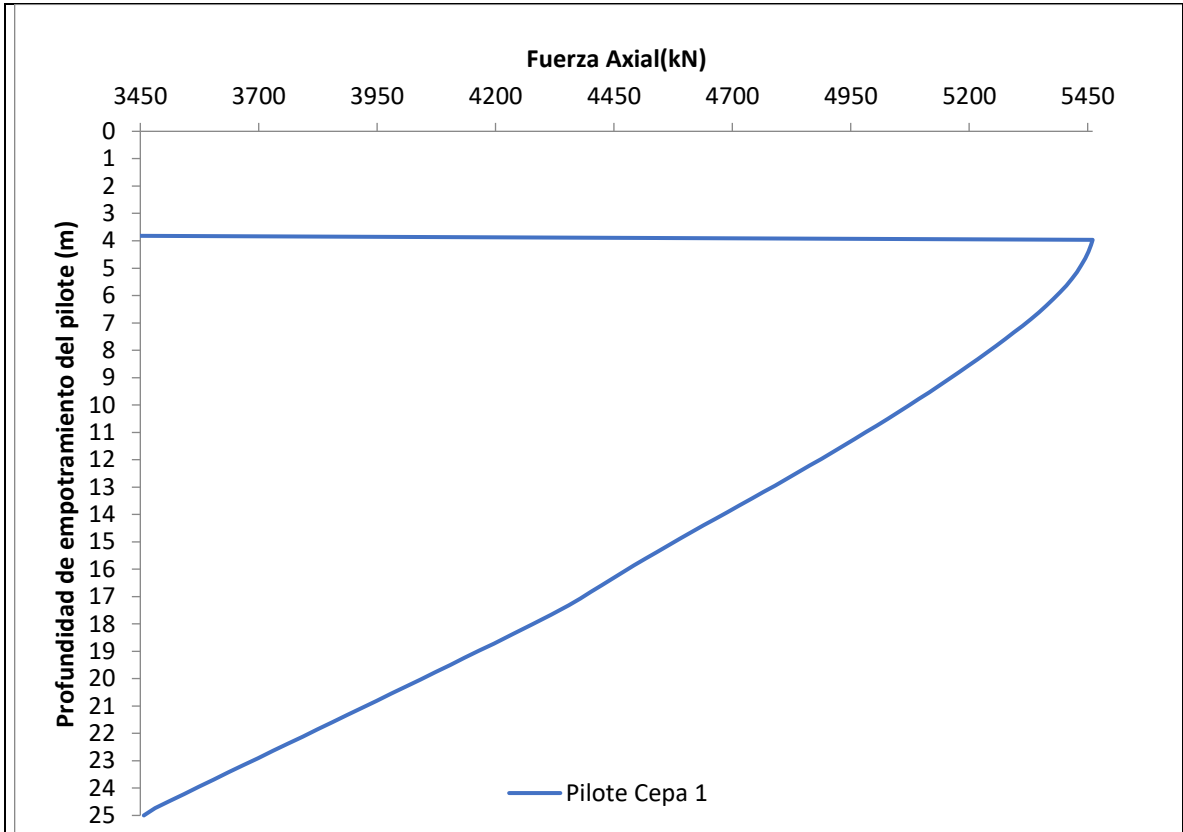
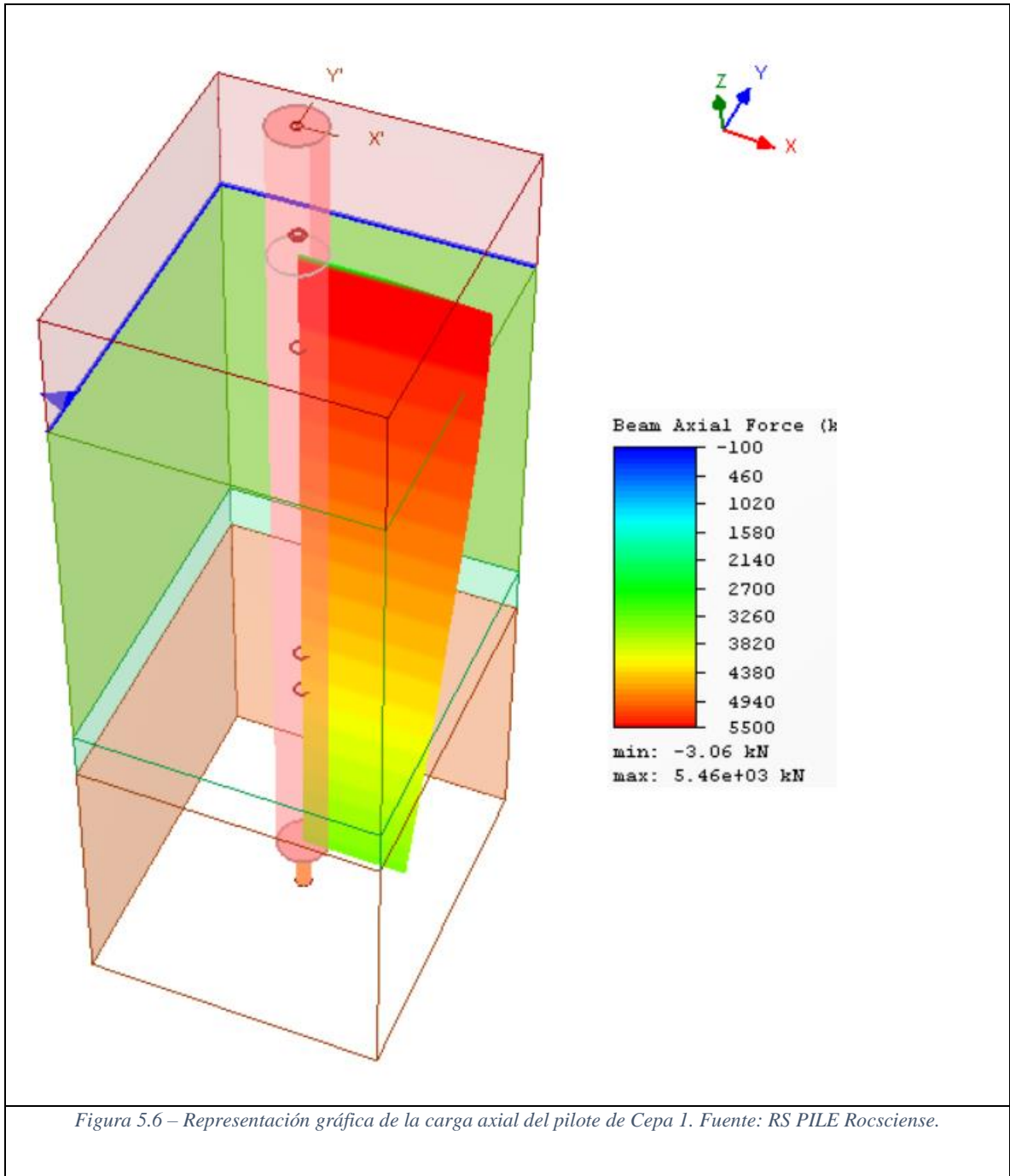


Figura 5.5 – Comportamiento de la carga axial a lo largo del pilote. Fuente: Adaptada de RS Pile Rocscience.



La carga axial impone asentamientos en el pilote, parámetro muy importante en el diseño de las fundaciones. El asentamiento del pilote es igual a 0.124 (cm) en el nivel de la punta del pilote. Este asentamiento de 0.012 (mm) se considera admisible, y es principalmente porque el suelo donde se apoya el pilote no representa riesgos para un suelo potencialmente licuable, donde si se producen

deformaciones importantes. En la Figura 5.4 se representa de manera gráfica el desplazamiento vertical del pilote.

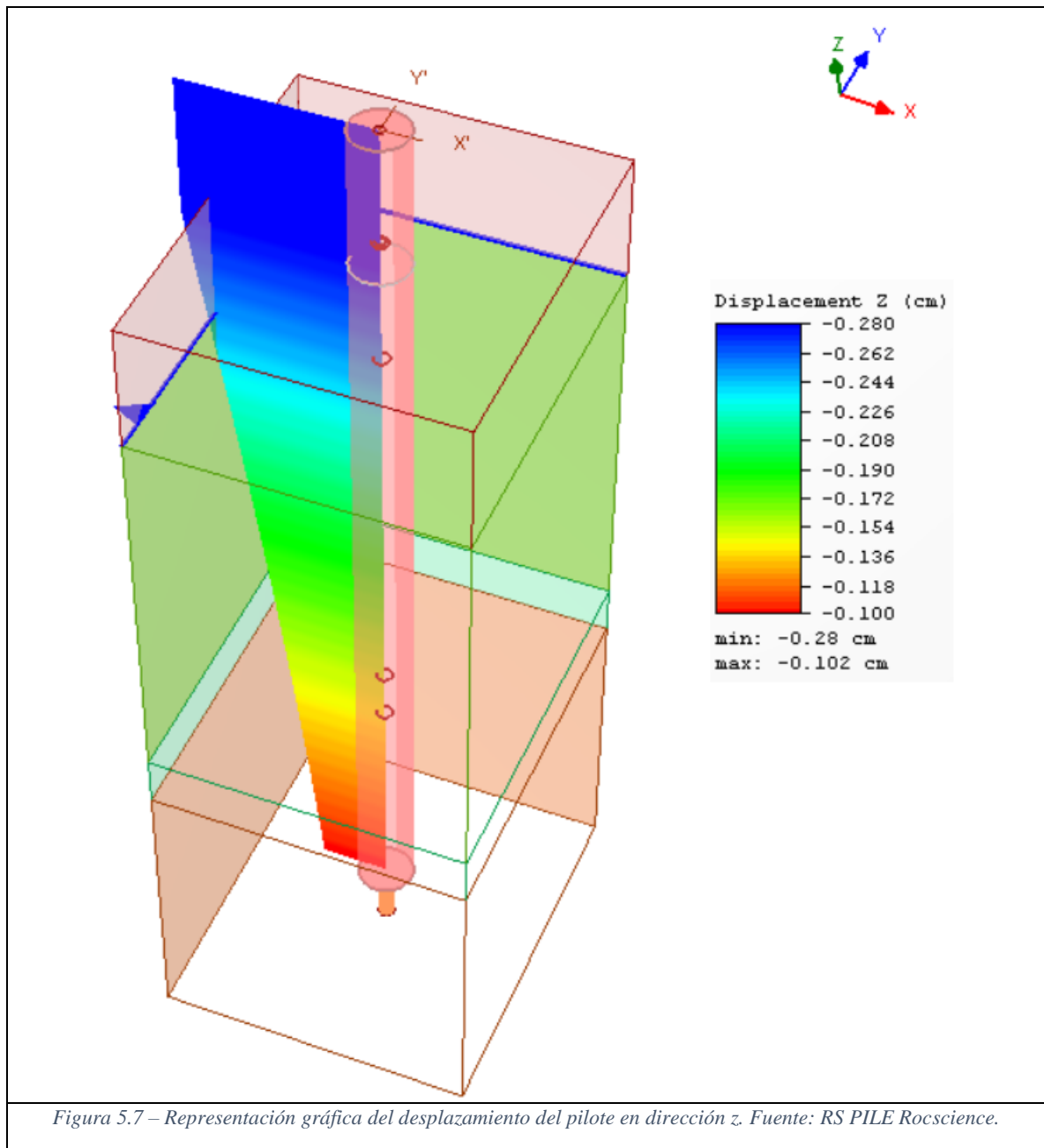


Figura 5.7 – Representación gráfica del desplazamiento del pilote en dirección z. Fuente: RS PILE Rocscience.

5.1.2. Análisis de la capacidad de carga lateral

Del mismo modo cuando se analiza la interacción del sistema suelo – pilote con la solución de Matlock & Reese (4.5.2) se admite una carga lateral, que eventualmente puede ser inducida por un desplazamiento sísmico. Ante esta observación se analizará el pilote de la Cepa 1 con el objetivo de poder realizar una comparación con el método empírico de Matlock & Reese, considerando un valor de la carga lateral actuante en la cabeza del pilote igual al 40% de la carga axial permisible del pilote.

Es decir,

$$V = 0.4 * Q_{adm}$$

Donde,

$$V = \text{Carga lateral (KN)}$$

$$Q_{adm} = \text{Carga axial admisible (KN)}$$

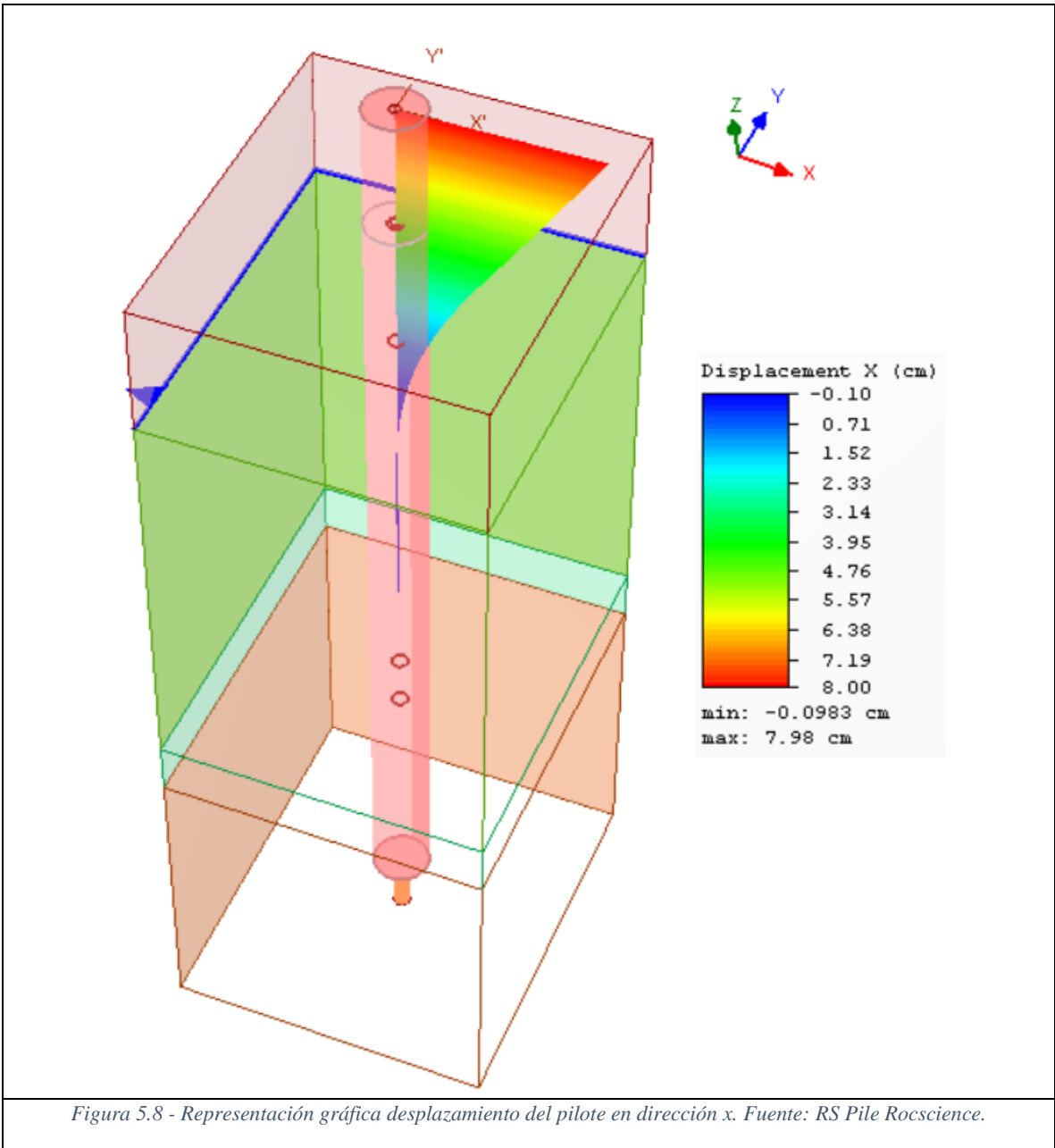
$$0.4 = \text{factor análisis pseudoestático}$$

Por lo tanto,

$$Q_g = 0.4 * 5466.62 \text{ (KN)} = 2186.65 \text{ (KN)} \approx 221 \text{ (tonf)}$$

Considerar que para este análisis solo se evalúa la carga lateral, sin incluir las cargas axiales y verticales, situación que en la realidad es muy poco probable.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis mediante el programa RS PILE de Rockscience, para el comportamiento lateral del sistema suelo-pilote.



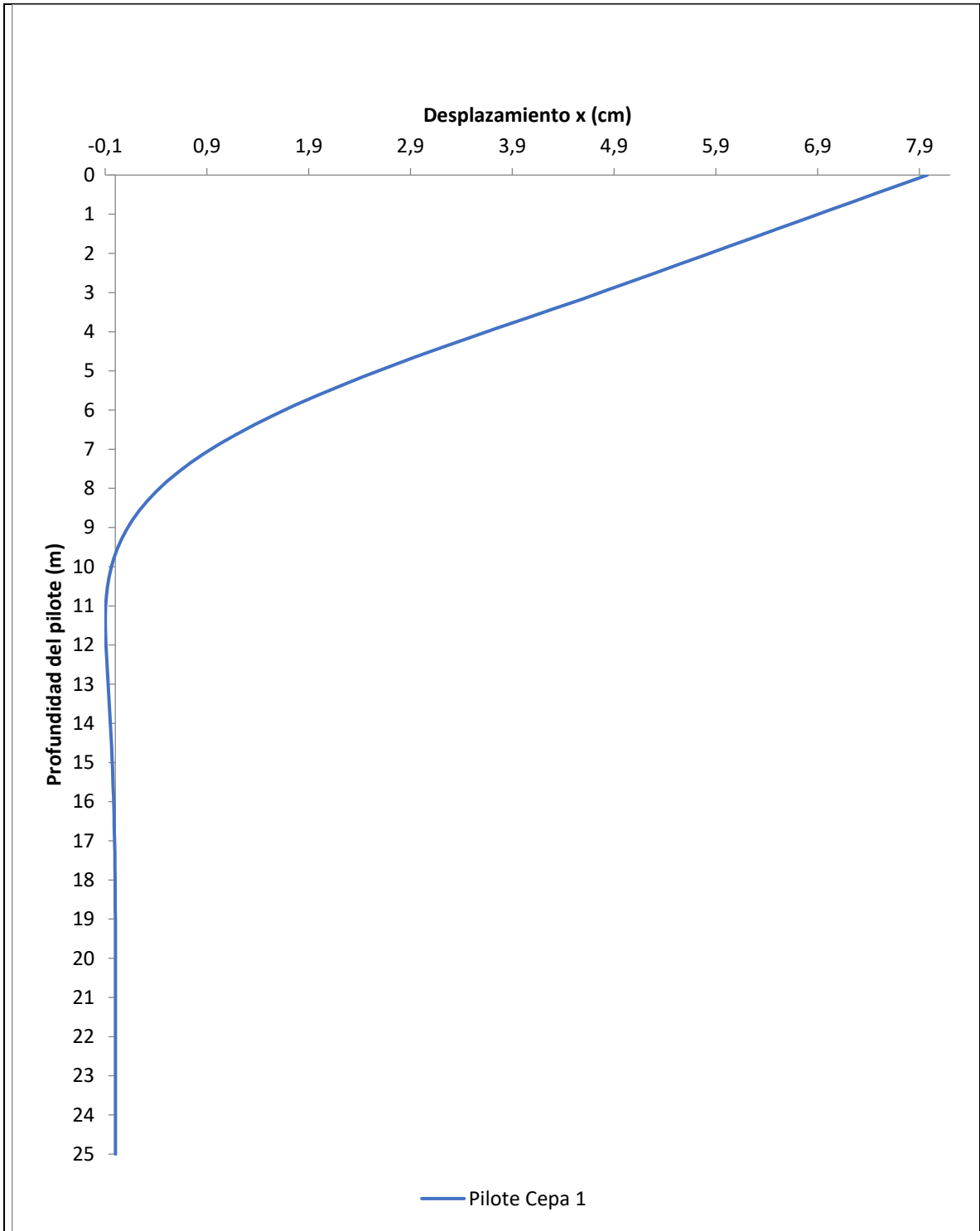
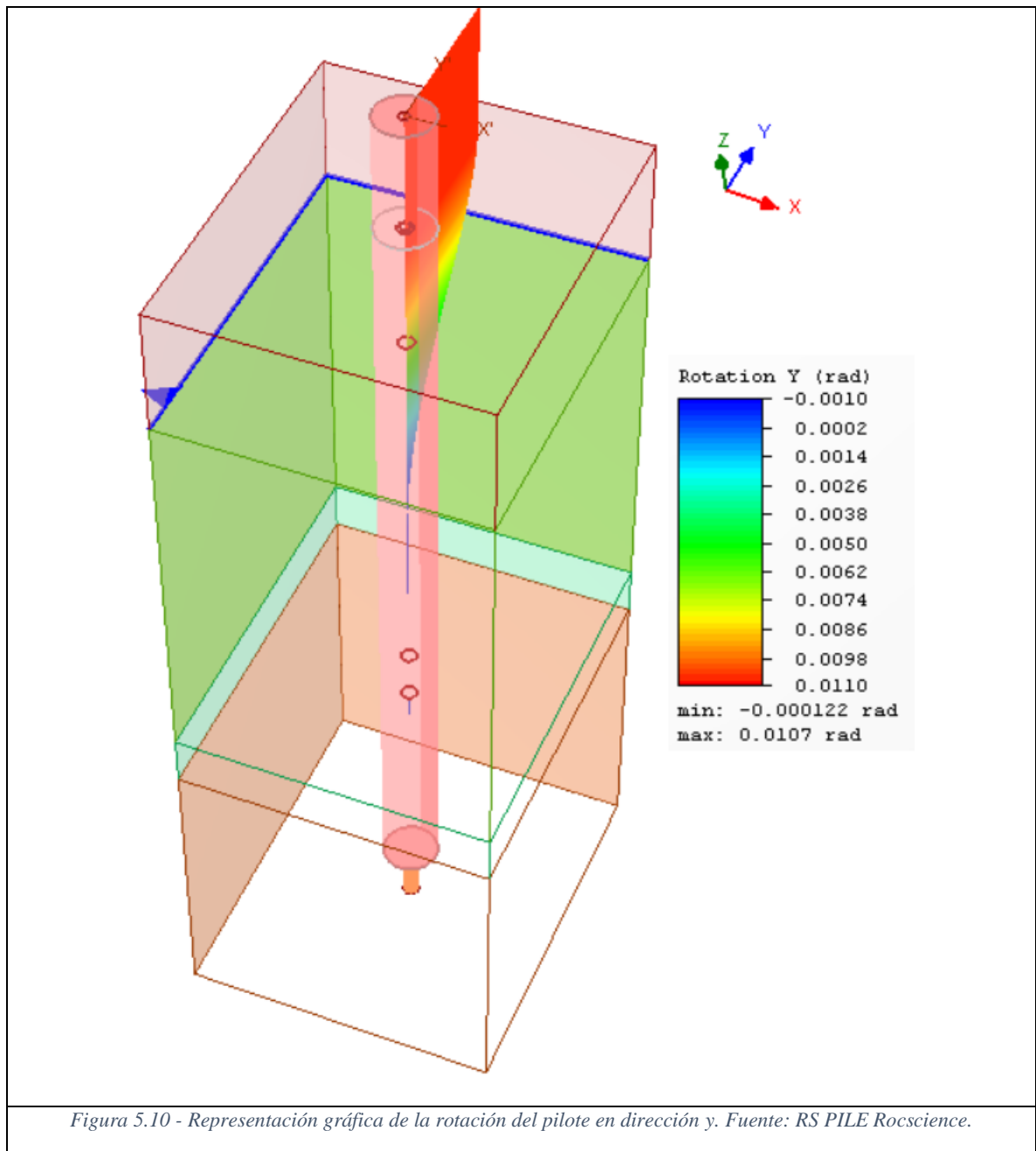


Figura 5.9 - Desplazamiento del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience.



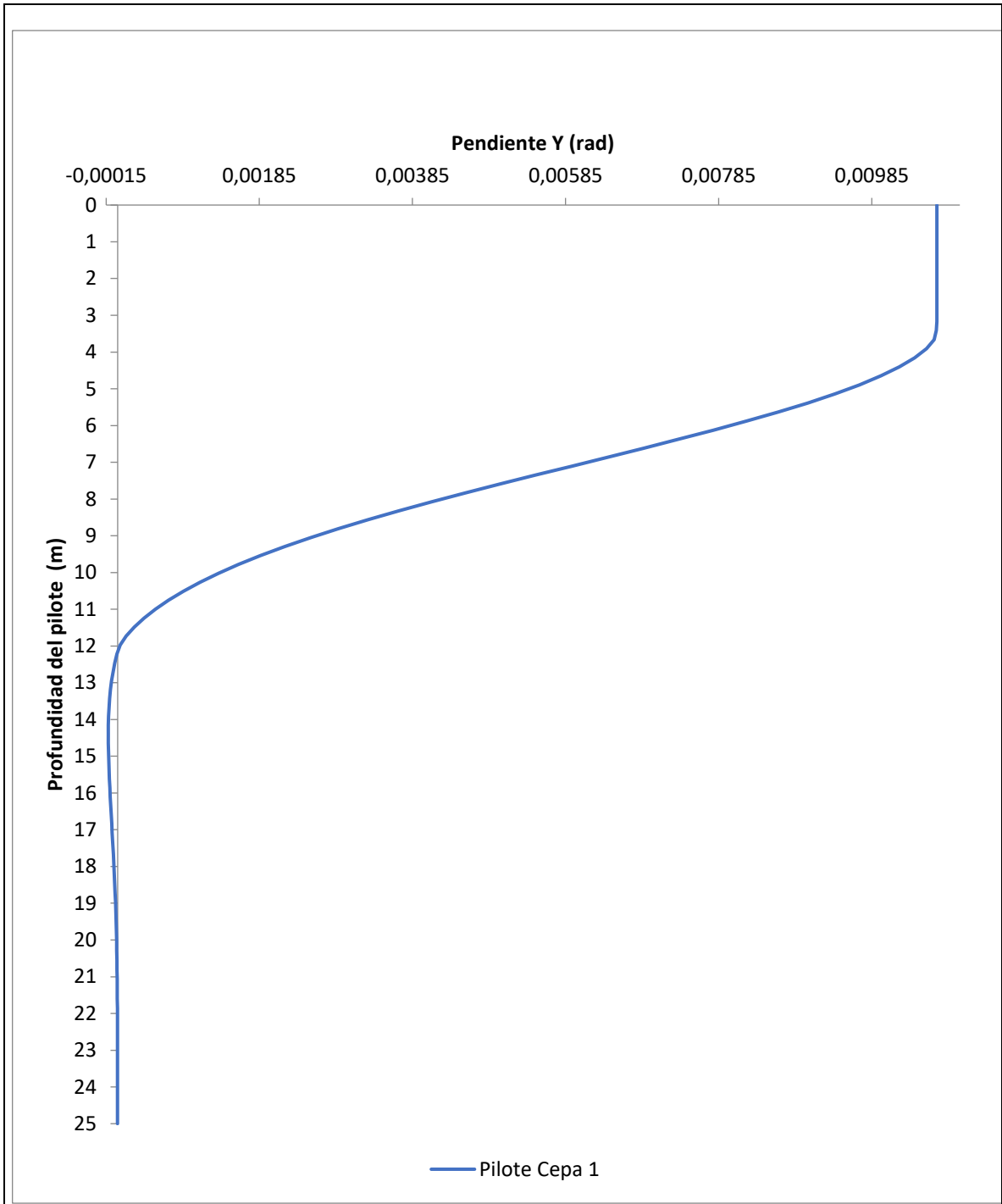
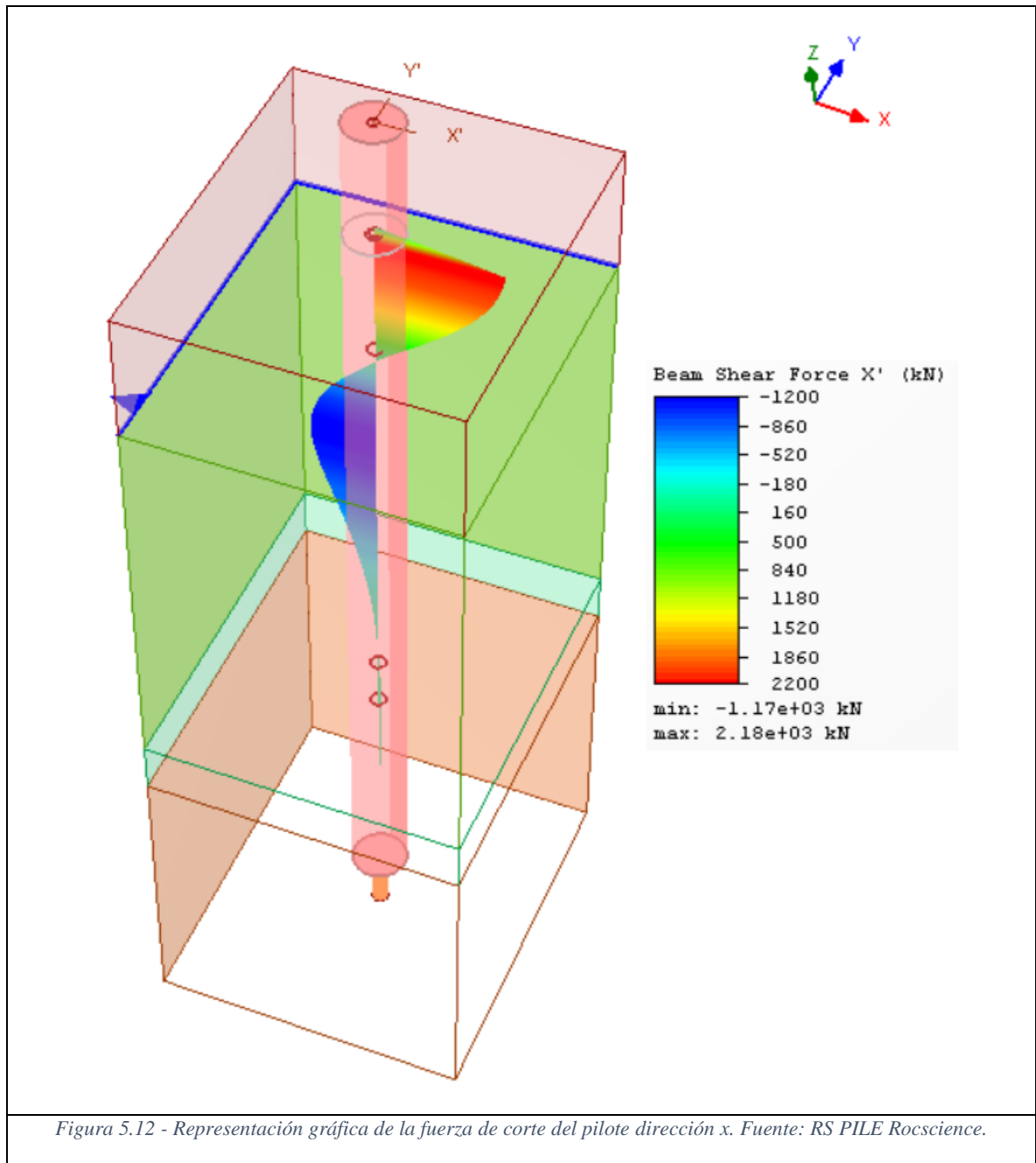


Figura 5.11 – Rotación del pilote en dirección y a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience



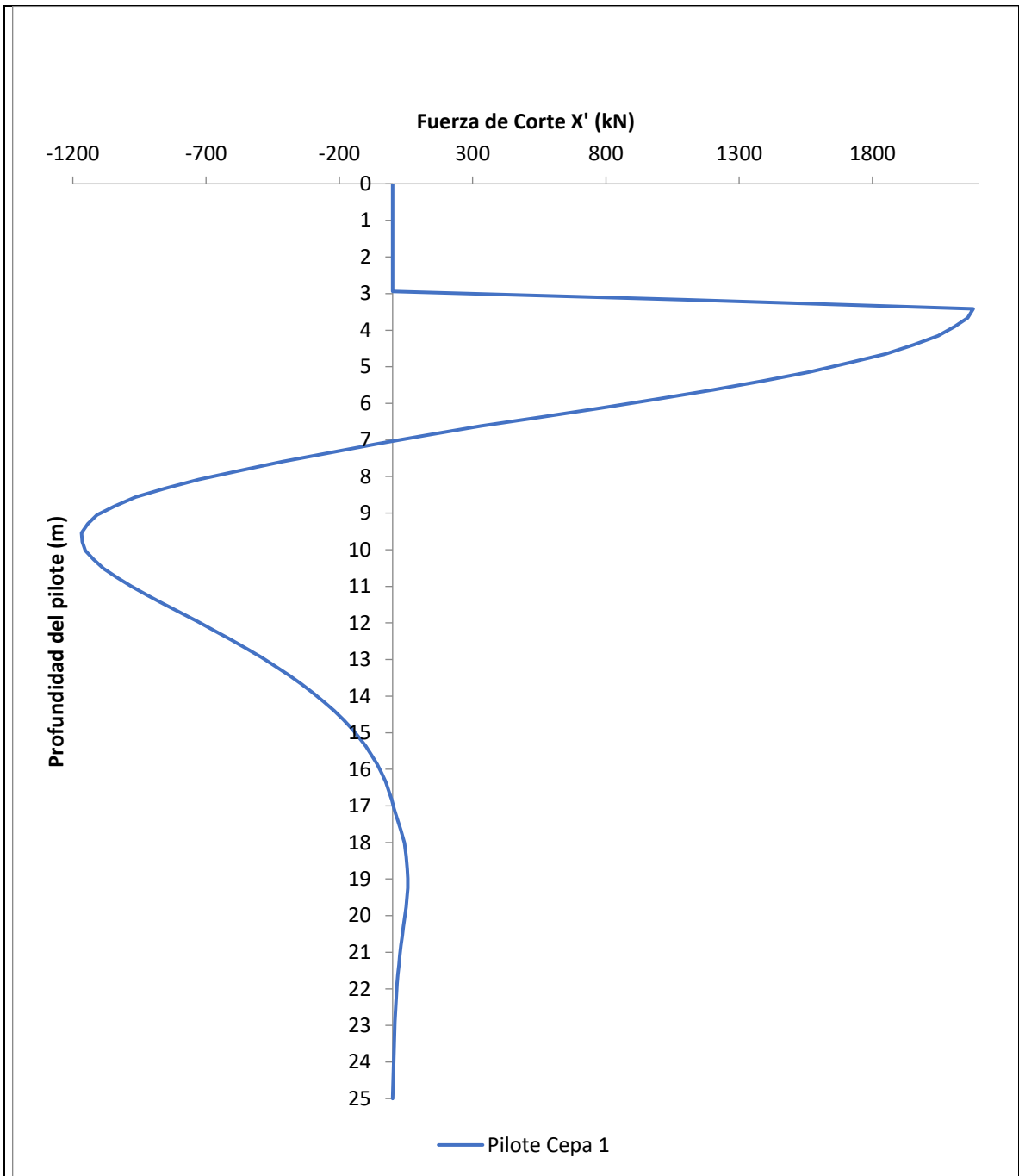
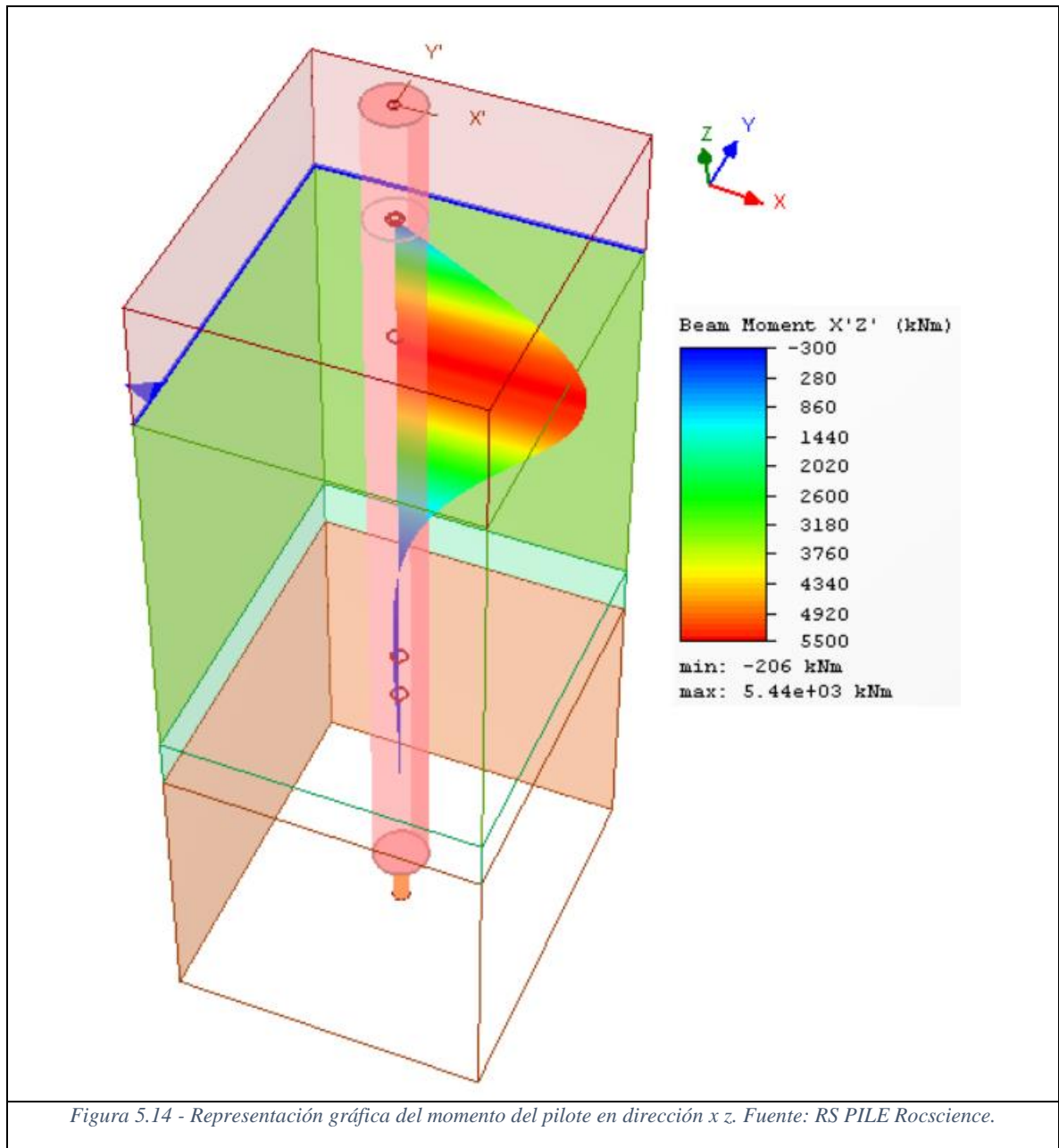
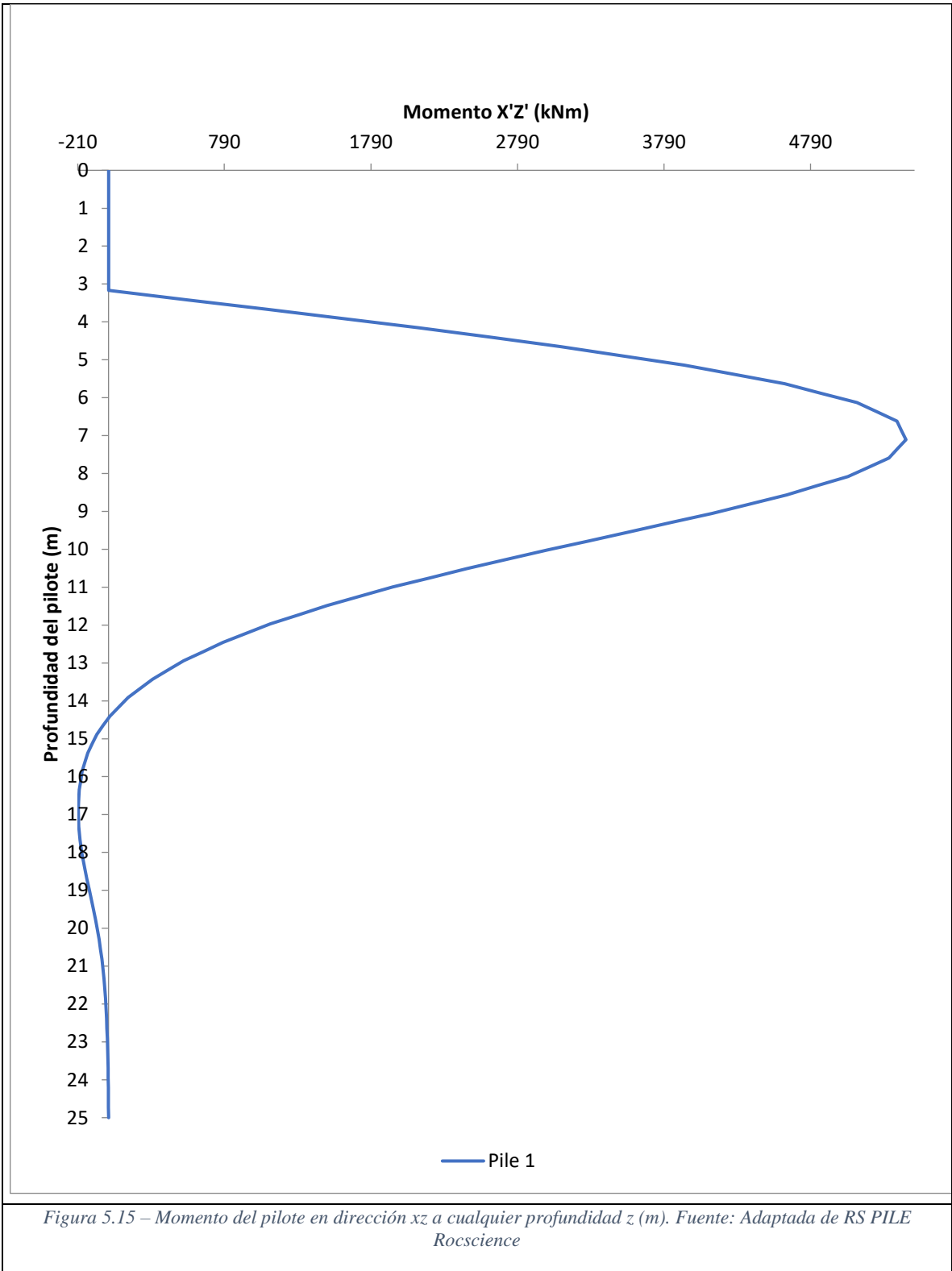
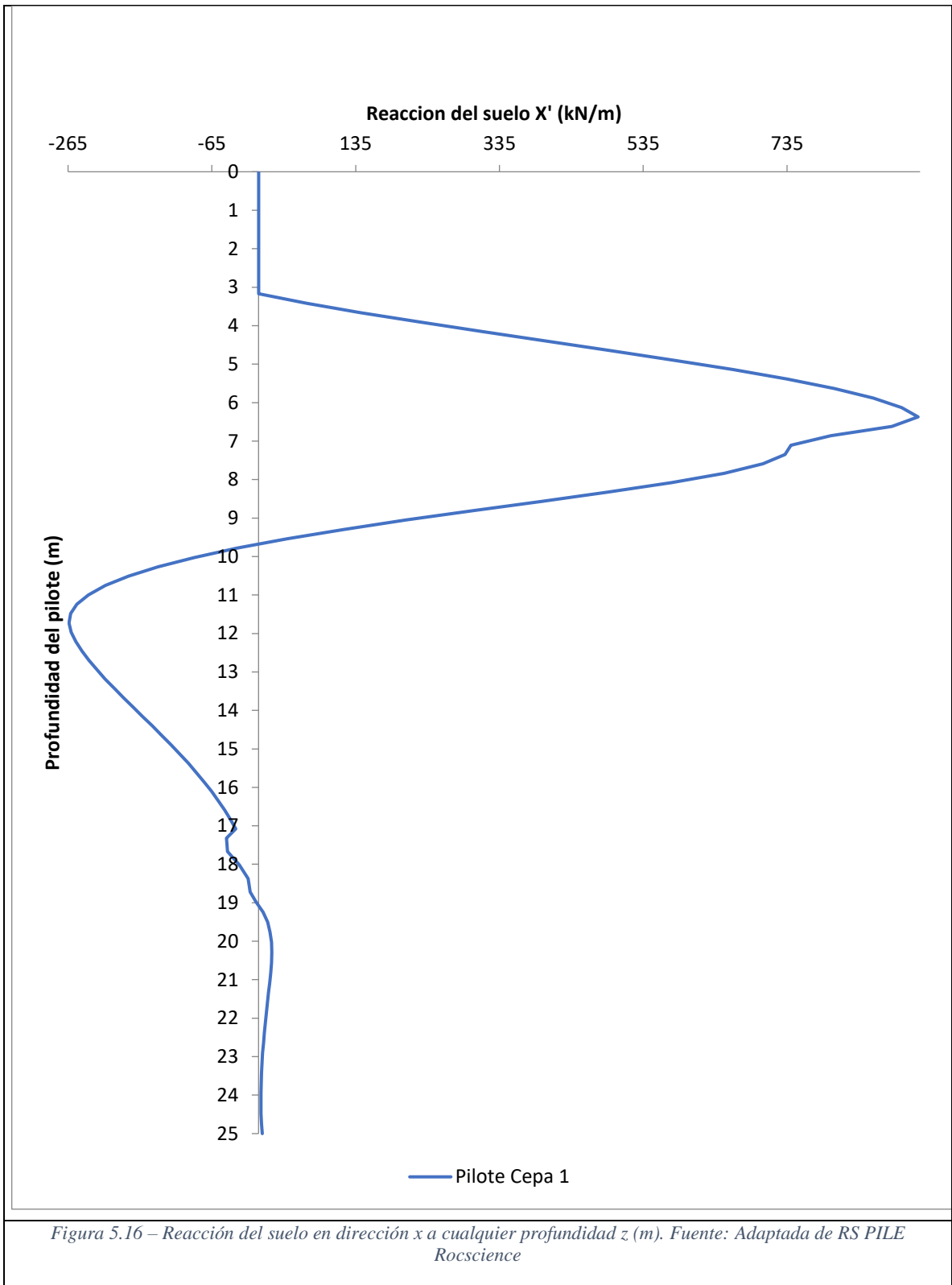


Figura 5.13 – Fuerza de corte del pilote en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: Adaptada de RS PILE Rocscience







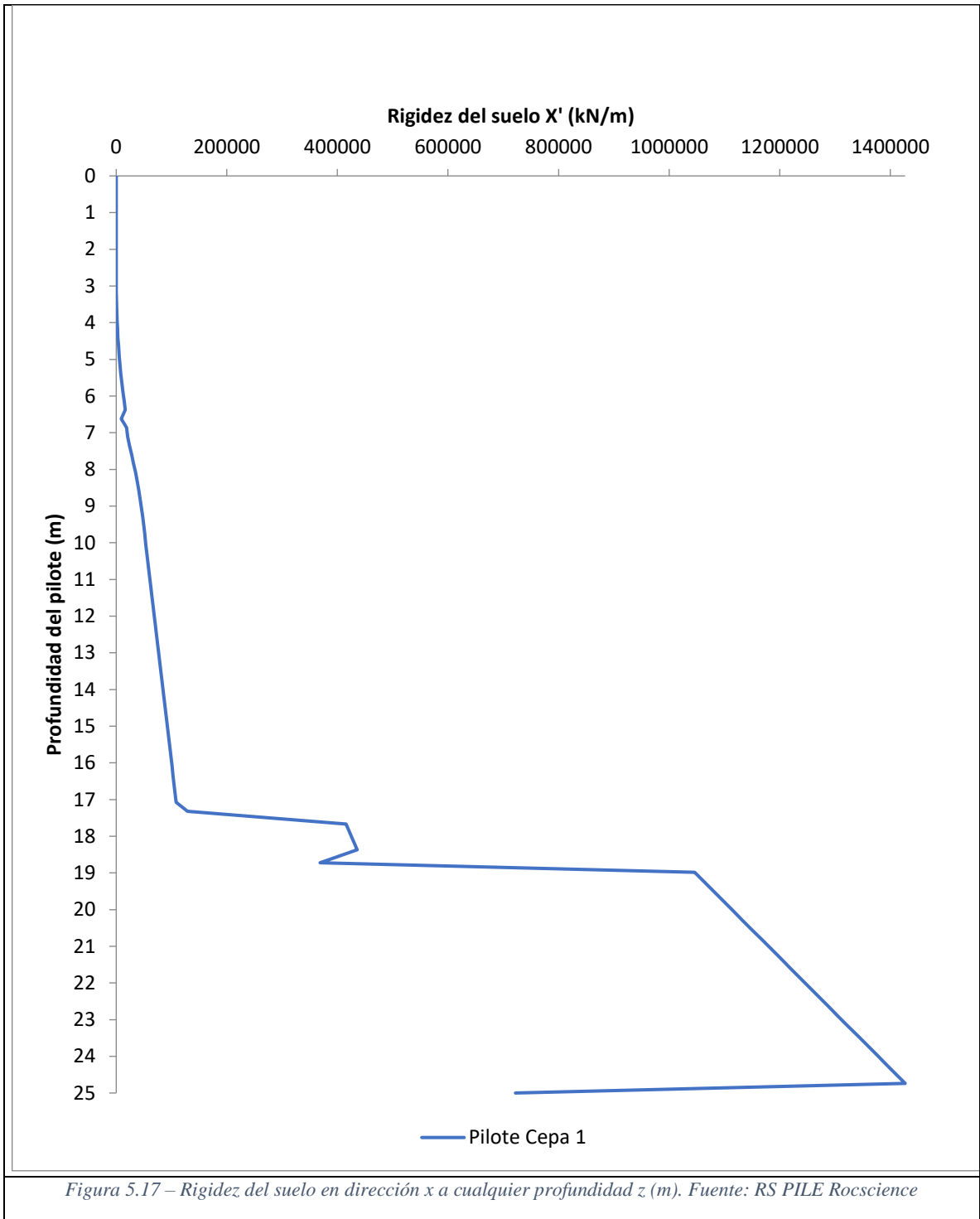


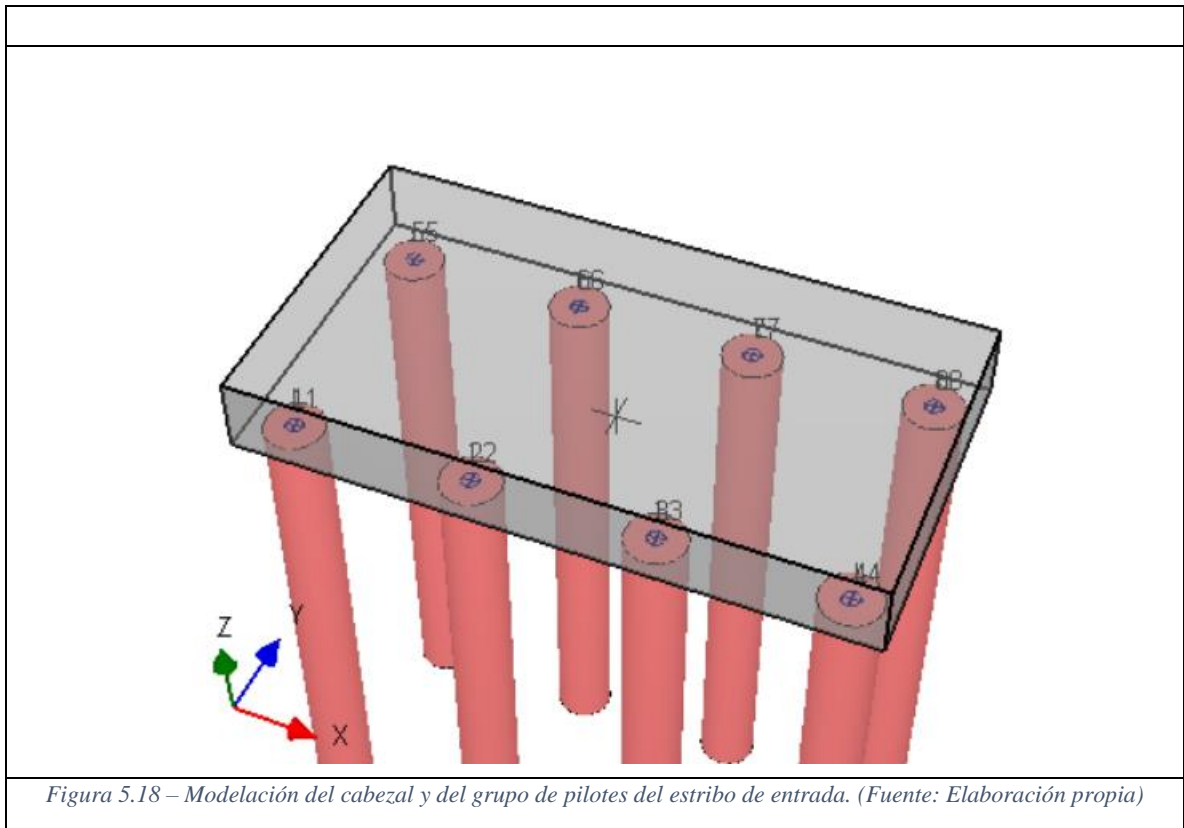
Figura 5.17 – Rigidez del suelo en dirección x a cualquier profundidad z (m). Fuente: RS PILE Rocscience

5.1.3. Modelamiento de grupo de pilotes

Con el objetivo de comprender el comportamiento del grupo de pilote y conocer la interacción del sistema suelo-pilote, se modela en el software RS PILE los pilotes del estribo de entrada y Cepa 1.

a) Pilote de estribo de entrada

El diseño del grupo de pilote corresponde a la elaboración de un cabezal donde se unirán los pilotes. En base a la memoria de cálculo del estudio el cabezal queda definido como sigue:



Largo del cabezal = 12.5 (m)

Ancho del cabezal = 6.7 (m)

Espesor del cabezal = 1.5 (m)

Se disponen 8 pilotes en 2 líneas de 4 pilotes cada uno, a un distanciamiento de 3,6 (m)

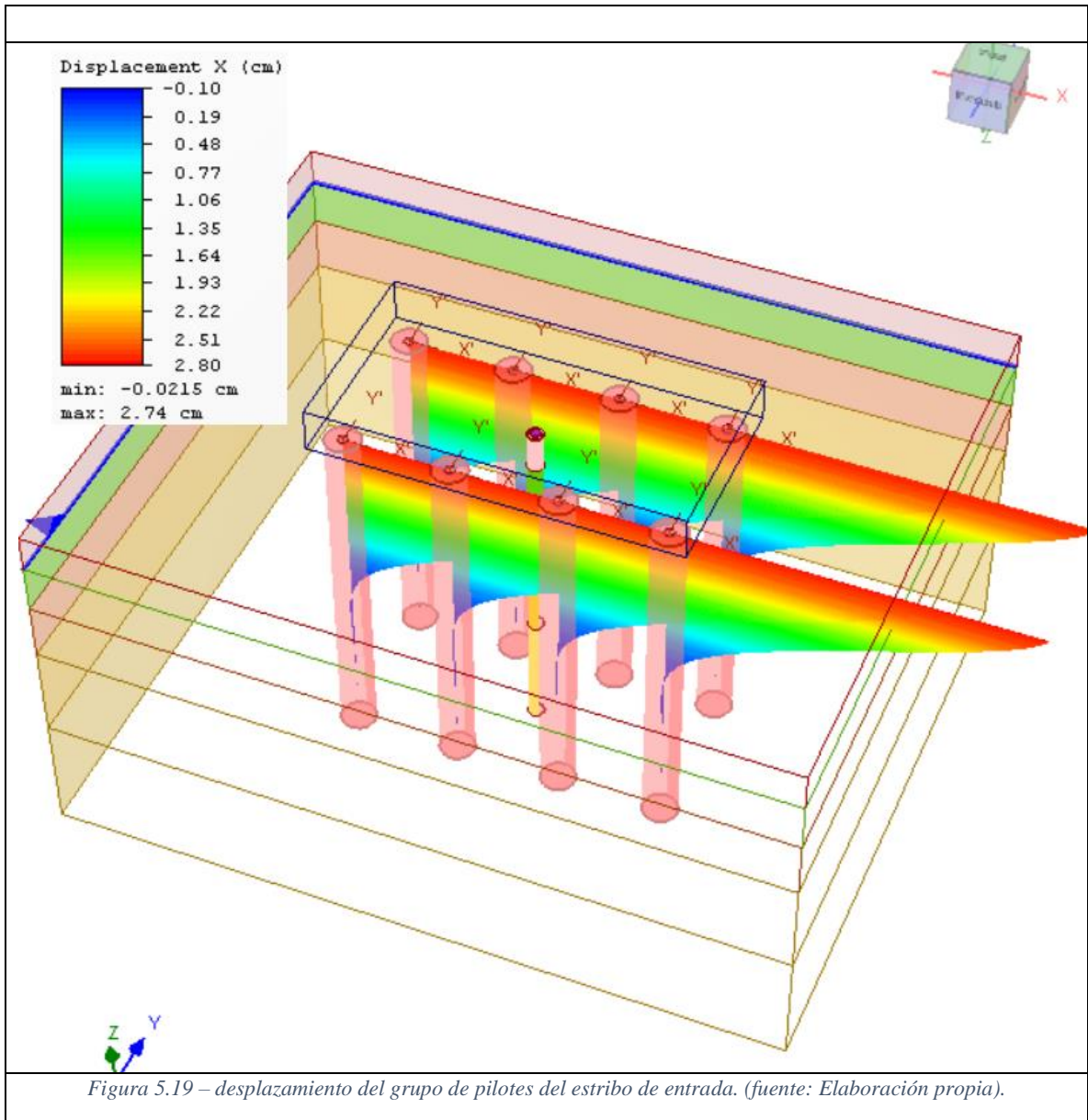
Las cargas actuantes en la estructura son extraídas del modelo SAP del estudio:

$$\text{Momento} = 302.38 \left(\frac{\text{tonf} * \text{m}}{\text{columnna}} \right)$$

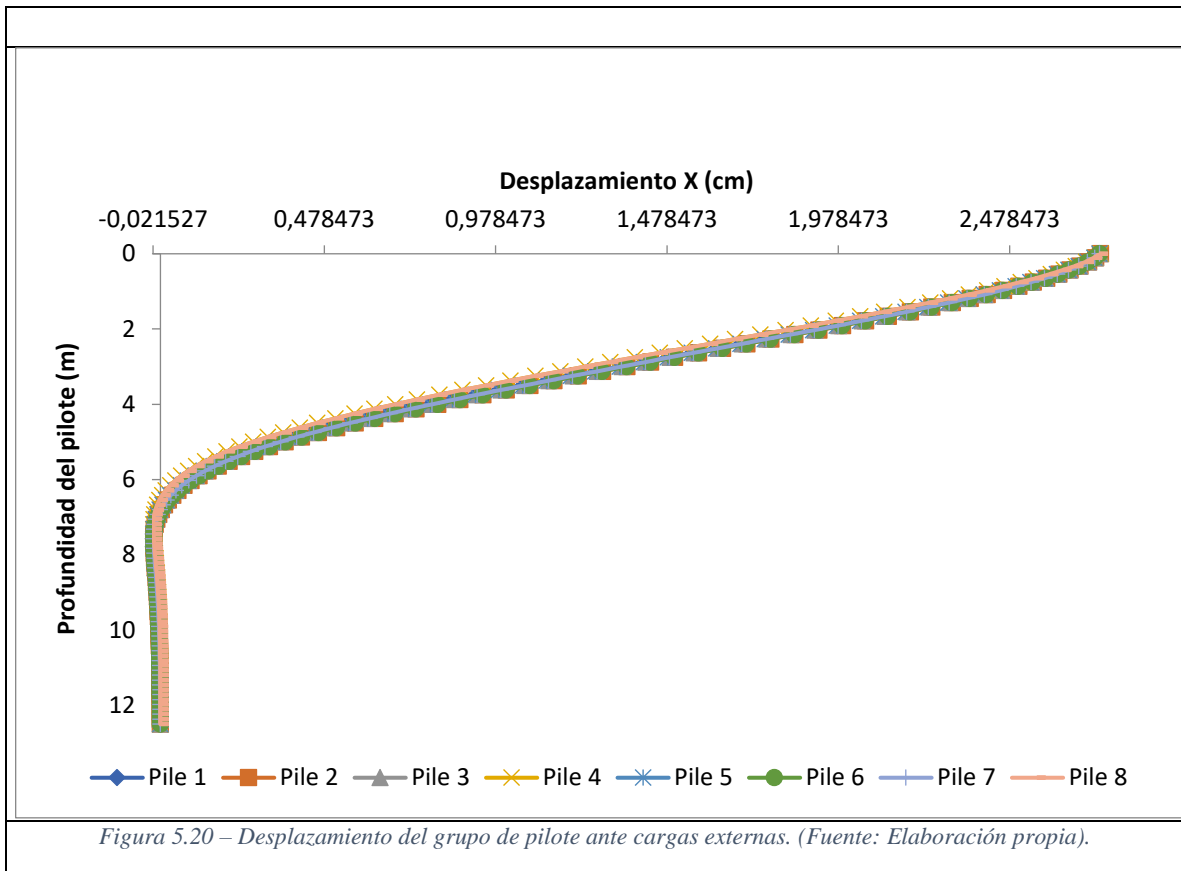
$$\text{Corte} = 111.86 \left(\frac{\text{Tonf}}{\text{columnna}} \right)$$

$$\text{Compresión} = 407.92 \left(\frac{\text{tonf}}{\text{columnna}} \right)$$

El comportamiento del grupo del pilote es el siguiente:

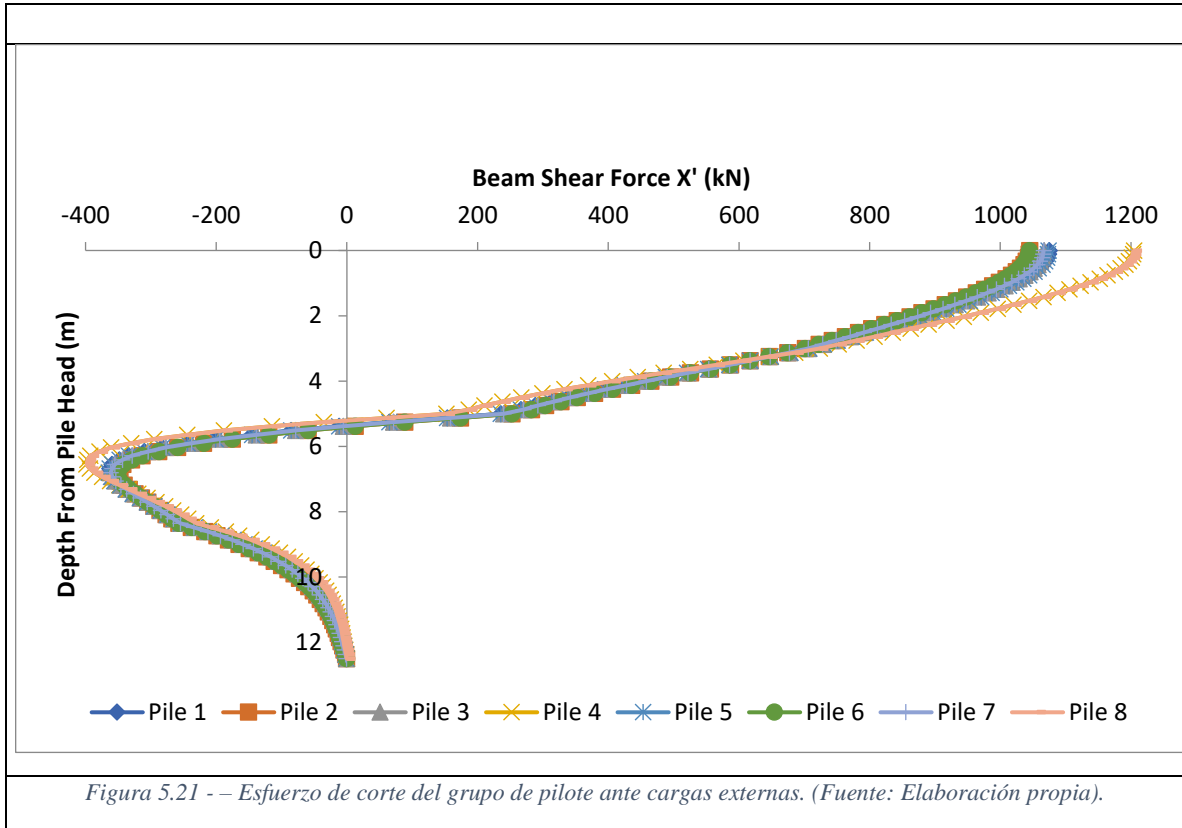


Comparado el grupo de pilote con el análisis del pilote individual realizado se observa una disminución importante en los desplazamientos horizontales producto de las cargas laterales, siendo estas incluso mayores a las analizadas cuando se estudió la carga lateral del pilote. Este comportamiento se debe a que la separación de los pilotes (3 veces el diámetro) permite trabajar en una eficiencia aproximadamente de 0.8, reduciendo en menor medida la capacidad de grupo del pilote. Además, el pilote al ser considerado pilote corto, es más rígido que el pilote de la cepa por lo que eventualmente induce en menores desplazamientos del pilote. Los desplazamientos de 0.005 mm son totalmente permisibles para una estructura de esa envergadura y no representaría problemas de falla ante cargas lateral.

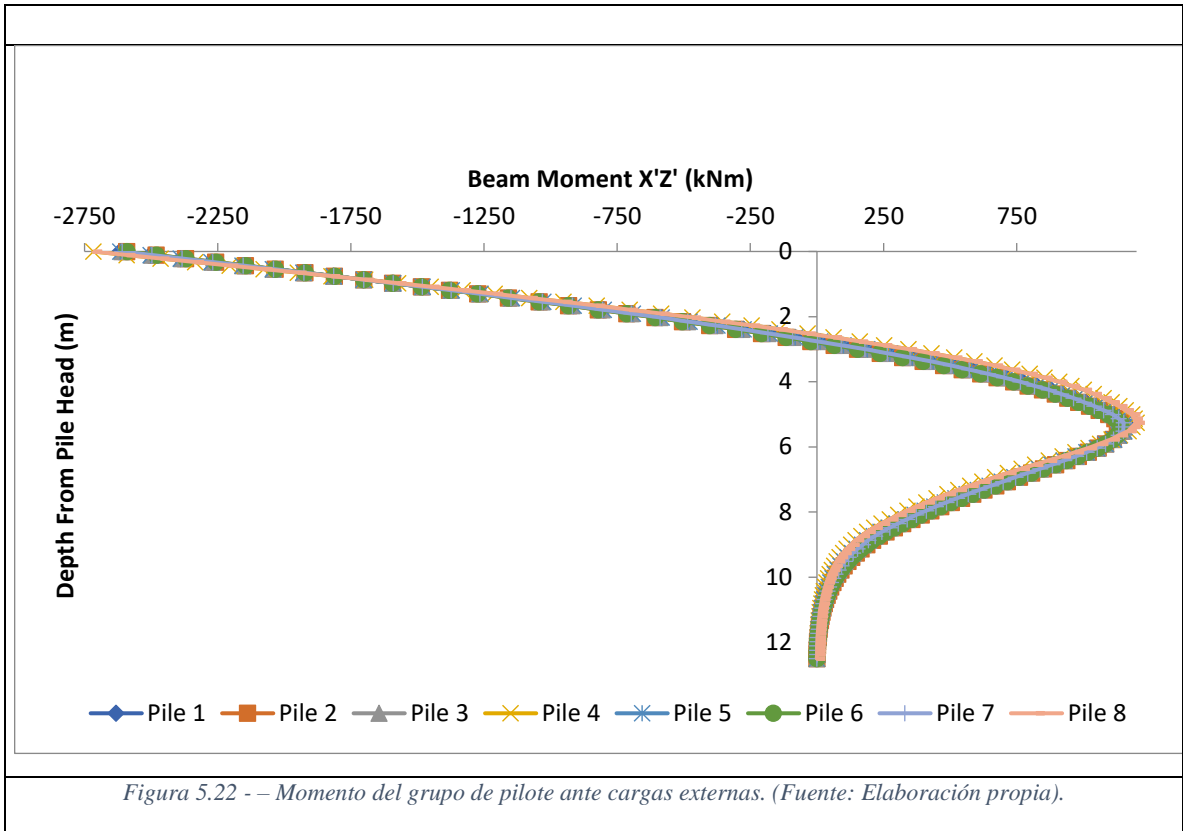


Se visualiza, además, un comportamiento homogéneo de cada pilote, teniendo valores similares tanto, en esfuerzos de momento, corte y carga axial. Cuando se analiza la carga lateral en la dirección más perjudicial, se observan variaciones al nivel de la cabeza del pilote, no muy significativas. El pilote 4 presenta un esfuerzo de corte aproximadamente de 1200KN, mientras que los demás pilotes bordean los 1050Kn aproximadamente. Sin embargo, al

Comparar este valor con la capacidad admisible del grupo de pilote en la línea mas desfavorable cumple con el diseño.



En cuanto al momento del pilote, alcanza su máximo valor en la cabeza del pilote, 2750 (KN*m), para luego llegar a un segundo máximo a una profundidad de 6 (m), con un valor de momento igual a 1200 KN*m)



En conclusión, basándose en el estado de carga sísmicas máximas, se verifica el diseño de los pilotes y del grupo de pilotes.

Capítulo 6: Resultados y Análisis

El análisis del presente caso de estudio se realizó para pilotes en especial correspondiente al estribo de entrada y a la cepa 1 con sus respectivas propiedades geométricas estructurales demostradas en capítulos anteriores. Sin embargo, el análisis se puede replicar para cualquier tipo de pilote independiente de su geometría estructural y materialidad, solo basta con contar con información en preciso. Además, se puede replicar para cualquier estudio de suelos, siempre teniendo en consideración que se cuente con ensayos de laboratorio que presenten las características y propiedades del suelo, provenientes de muestras realizadas a través de sondeos. Se deja en evidencia la importancia para la ingeniería actual el uso de ensayos in situ como el ensayo de penetración estándar, donde a través de sus resultados se pueden obtener cálculos confiables de parámetros del sistema suelo – estructura de fundación para su posterior utilización en diseño de grandes e importantes estructuras.

Al comparar los resultados obtenidos con base a modelos empíricos teóricos respecto a los resultados de la mecánica de suelos que se presentan en la memoria de cálculo del caso de estudio, el análisis es el siguiente:

Tabla 6.1 – Comparación de resultados para la capacidad de carga axial del pilote de Estribo de entrada.

Pilote - Estribo de entrada Diámetro 1.2 (m) Longitud 17 (m)	Capacidad de carga de punta, Qp (tonf)	Capacidad de carga de fricción, Qs (tonf)	Capacidad Ultima, Qu (tonf)	Capacidad de Carga Admisible Estática, Qadm estática (tonf)	Capacidad de Carga axial Admisible Sísmica, Qadm sísmica (tonf)
Memoria de cálculo	886.7	135.79	1022.49	340.83	511.15
Estudio propio	916.79	122.65	1039.44	346.48	519.72
Error porcentual	3.39%	9.67%	1.65%	1.65%	1.67%

Fuente: Elaboración propia.

Ante estos resultados, y un mínimo error que se produjo, se destaca que el uso de las correlaciones de los resultados del ensayo de penetración estándar es viable para la utilización cuantitativa del diseño de las fundaciones profundas. No obstante, se debe tener cautela con el uso del NSPT debido a los numerosos factores que influyen en el índice N.

“Durante muchos años, el índice N del ensayo de penetración estándar (SPT) ha sido usado para calcular la “capacidad” de los pilotes. Sin embargo, el ensayo de penetración estándar (SPT) es una prueba subjetiva y altamente variable”. [22]

Respecto a la relación entre la capacidad de carga axial que se desarrolla por punta del pilote y la capacidad axial que se desarrolla por fricción, la diferencia es notable, por lo que es válido afirmar que el pilote resiste por punta. Esto suele suceder en suelos granulares donde la capacidad de fricción del pilote no alcanza a desarrollarse por completo, influenciado también muchas veces por la longitud de empotramiento del pilote.

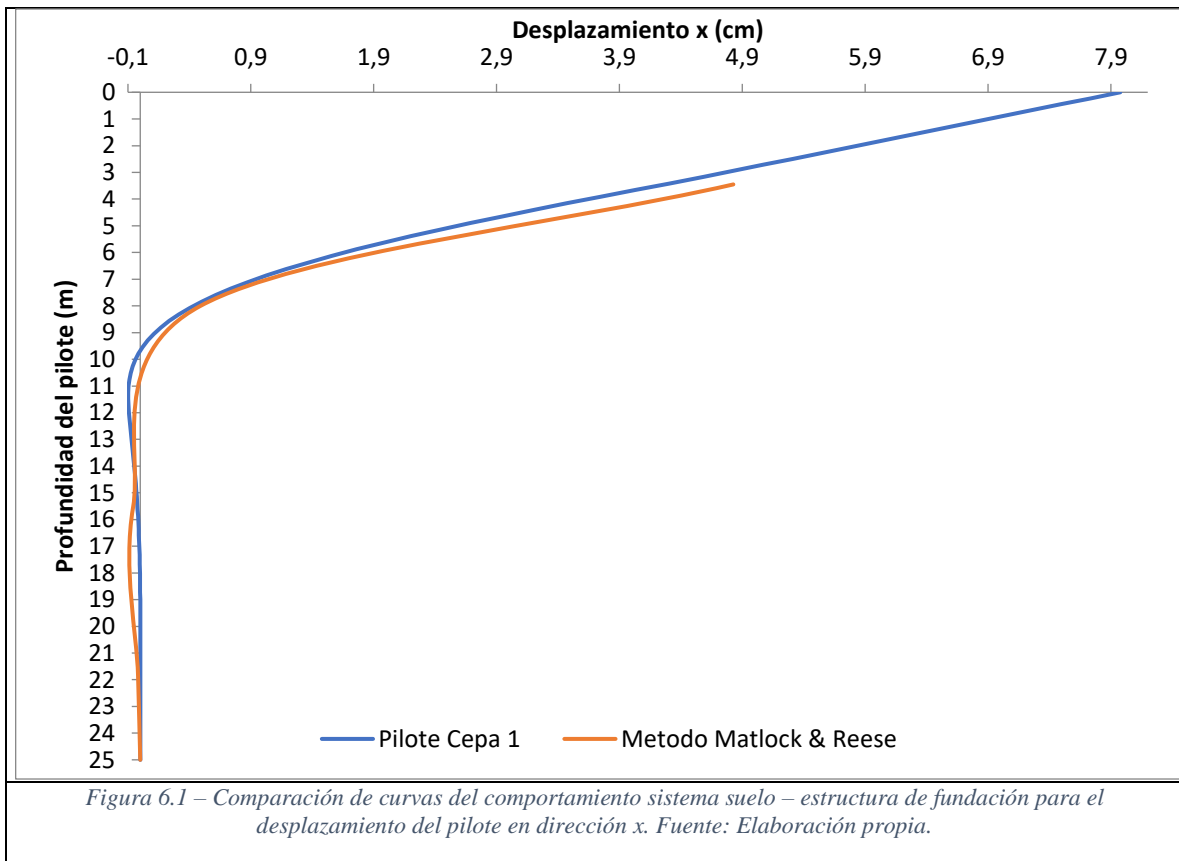
Al analizar los dos pilotes ante cargas axiales se visualiza que el pilote de la cepa 1, debido a su configuración estructural, es decir presenta un mayor diámetro y una mayor longitud, tiene la capacidad de soportar mayores solicitaciones sin implicar en mayores asentamientos. Esto se debe también a que tiene una mayor profundidad de empotramiento que el pilote de estribo. Mientras el pilote de estribo esta embebido al suelo en 12.5 (m), el pilote de la cepa está embebido 21.83 (m), considerándose un pilote largo, por lo que la capacidad a la flexo compresión es mucho mayor que un pilote corto, como el pilote de estribo. Esto induce a que es mas probable que falle antes el pilote que el suelo, produciéndose rotulas plásticas en los puntos que se diseñe. El pilote del estribo en tanto, debido a su configuración más rígida, presenta menores desplazamientos en el nivel de la cabeza del pilote y es diseñado para soportar grandes cargas de empuje del suelo.

El pilote de la cepa por su configuración estructural y su disposición en el suelo, esta diseñado para soportar grandes cargas de flexo compresión. A eso se suma el aumento de la capacidad de carga cuando trabajan en grupo, siempre y cuando estén a una separación que no se traslapen sus bulbos de presiones y con ello disminuyan su capacidad de carga. Se verificó el análisis del pilote de la cepa ante solicitaciones de trabajo y el diseño cumple con la demanda. Si bien, son pilotes que pueden fallar a flexión debido a su naturaleza, las cargas de servicio están por debajo de las capacidades del pilote.

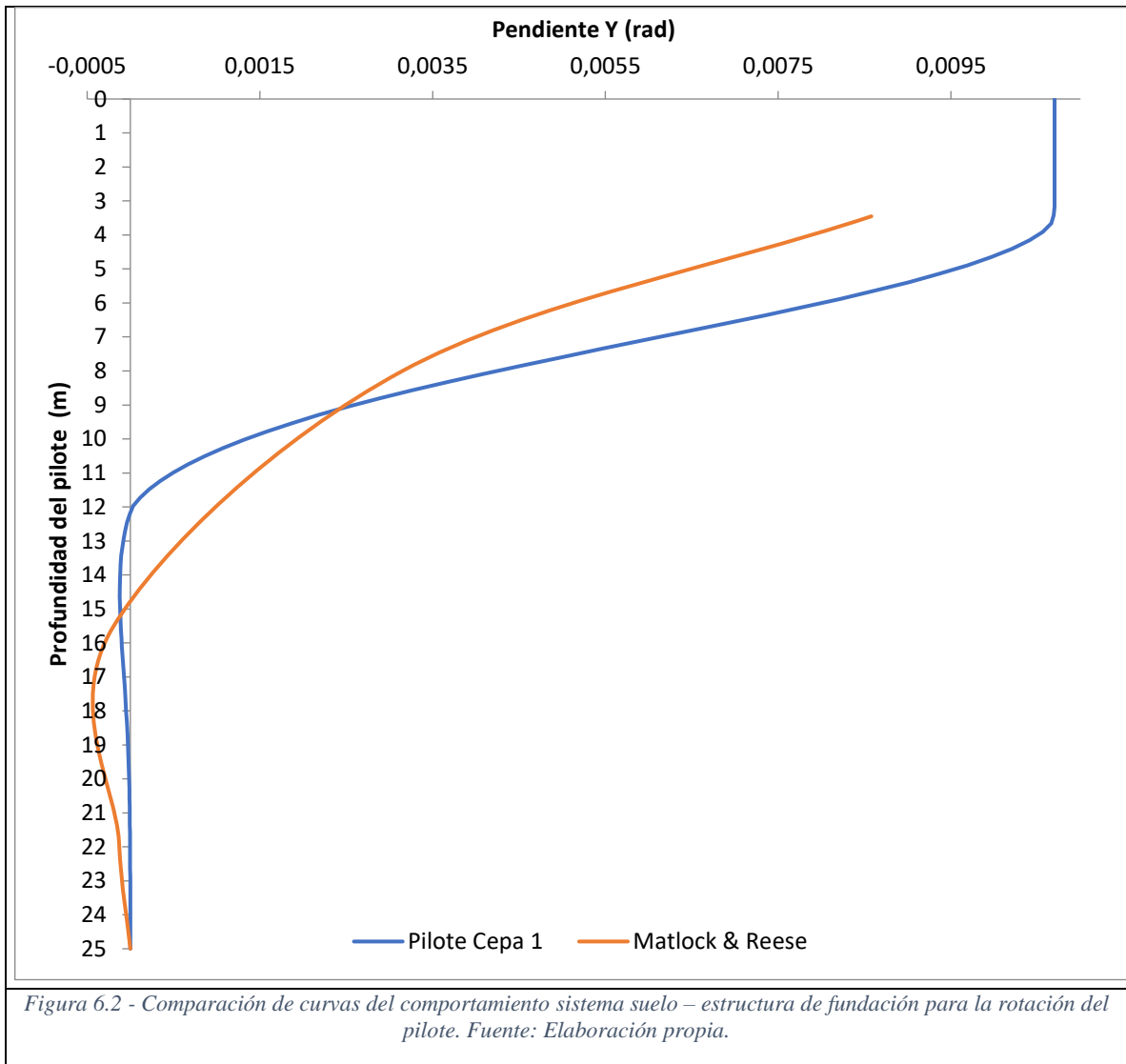
Cuando se analiza la interacción entre el suelo y la estructura de fundación, se observa que mediante el método de Matlock & Reese basado en la solución matemática de la elástica, se puede representar de manera aceptable una representación desde un punto de vista de forma de la curva “solo” con tomar algunos valores de profundidad creando una tendencia en el comportamiento de estas. No obstante, no se tendría exactitud de lo que sucede realmente de manera cuantitativa en profundidades donde no se evalúen las ecuaciones propuestas por Matlock & Reese, creando errores de gran magnitud como se puede apreciar en las comparaciones de las gráficas de ambos métodos que se muestran más adelante. Es por ello la importancia de realizar un análisis lo más amplio posible en cuanto a las iteraciones a realizar. En el caso de la solución elástica solo se

tomaron 5 iteraciones, mientras que el modelo computacional tiene la capacidad de analizar mucho más en poco tiempo. Se analizaron 100 iteraciones en RS Pile. El análisis debe ser lo más minucioso posible que permita obtener valores cuantitativos representativos con el objetivo de poder utilizarlos como una herramienta confiable para el diseño de estructuras de fundaciones profundas.

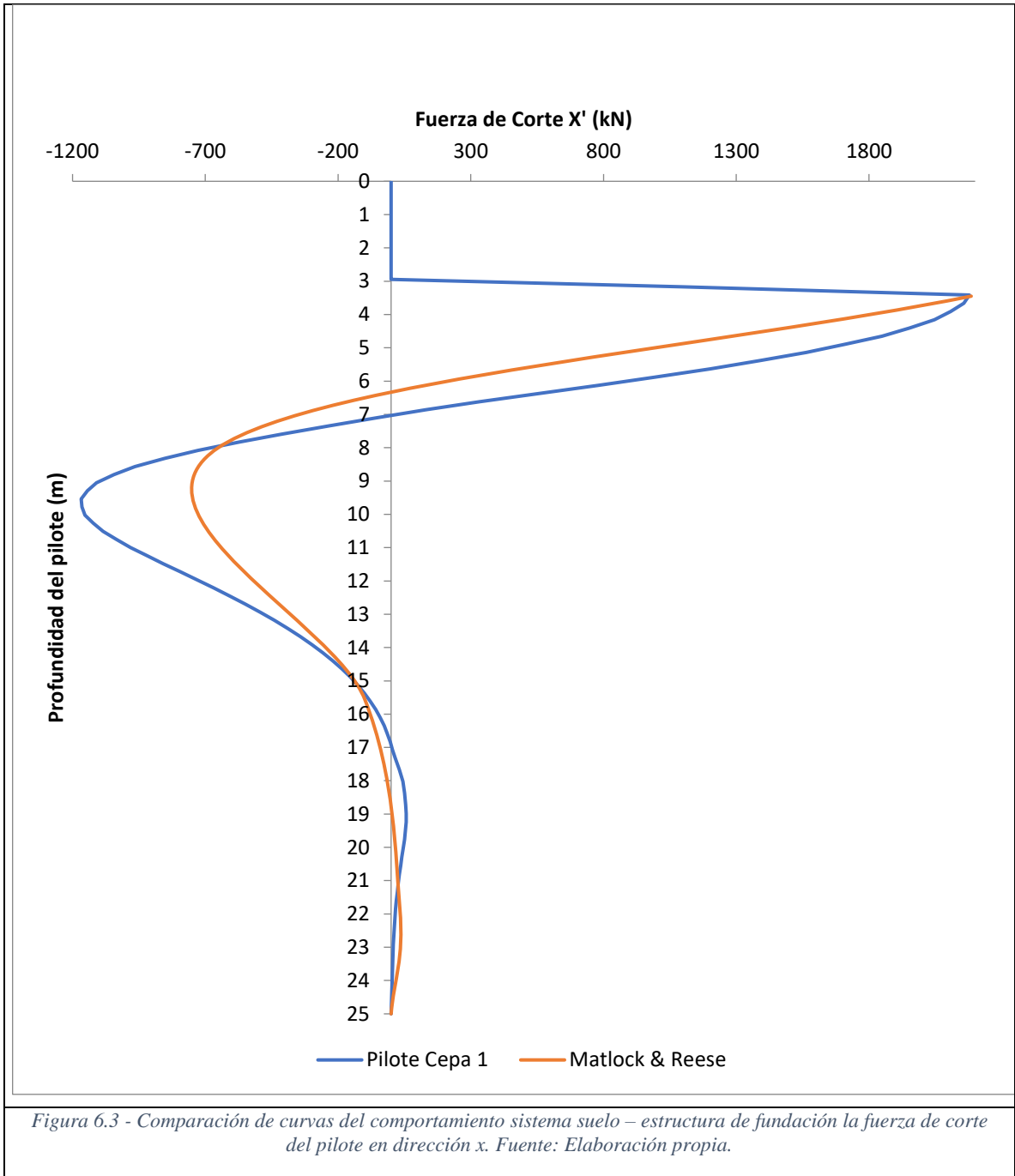
Los mayores errores se inducen en los puntos donde no se tiene información, sin embargo, la forma es similar. Esta “similitud” en las curvas se debe porque ambos métodos parten de la base de las curvas cargas y deformación, curvas p-y. El método de Matlock & Reese basa su análisis en las curvas p-y, y las aplica para llegar a una solución de la elástica. El método computacional RS PILE tiene incluido el método p-y en su interfaz, a partir del método API para la arena, que reconoce el comportamiento no lineal del suelo. Ante esta acotación el nivel de acercamiento a una respuesta óptima es mayor que los métodos basados en superposición lineal-elástica. A modo de conclusión es válido la utilización del método de Matlock & Reese para cargas laterales como opción de cálculo aproximado, pues arroja resultados confiables. Sin embargo, siempre se recomienda utilizar herramientas más exactas como programas basados en soluciones de ecuaciones diferenciales mediante elementos finitos y cuya información ingresada al programa sea verificada.



La diferencia en los primeros 3 metros se debe a que el programa analiza el comportamiento del sistema – pilote por sobre el nivel del suelo de empotramiento. El pilote de la cepa presentaba una cabeza libre de 3.17 (m) y el método de Matlock & Reese no reconoce esa diferencia, pues no se tienen coeficientes empíricos, ni parámetros del suelo a ese nivel. Es importante reconocer, que a partir del valor 3.17 (m) en adelante, las curvas se comportan relativamente similares. Desde los 10 (m) de profundidad se puede concluir que el pilote se encuentra empotrado en el suelo.



Analizando la gráfica de la pendiente del pilote, se visualizan grandes diferencias. Coincide con la profundidad donde el pilote se encuentra empotrado.



En cuanto a los esfuerzos de corte producidos por la carga lateral aplicada, se visualiza un comportamiento relativamente similar en los primeros 7 (m) de profundidad y los últimos 9(m) antes de llegar a la punta del pilote. Existe una zona de diferencia notoria y coincide con el desarrollo del momento máximo del pilote.

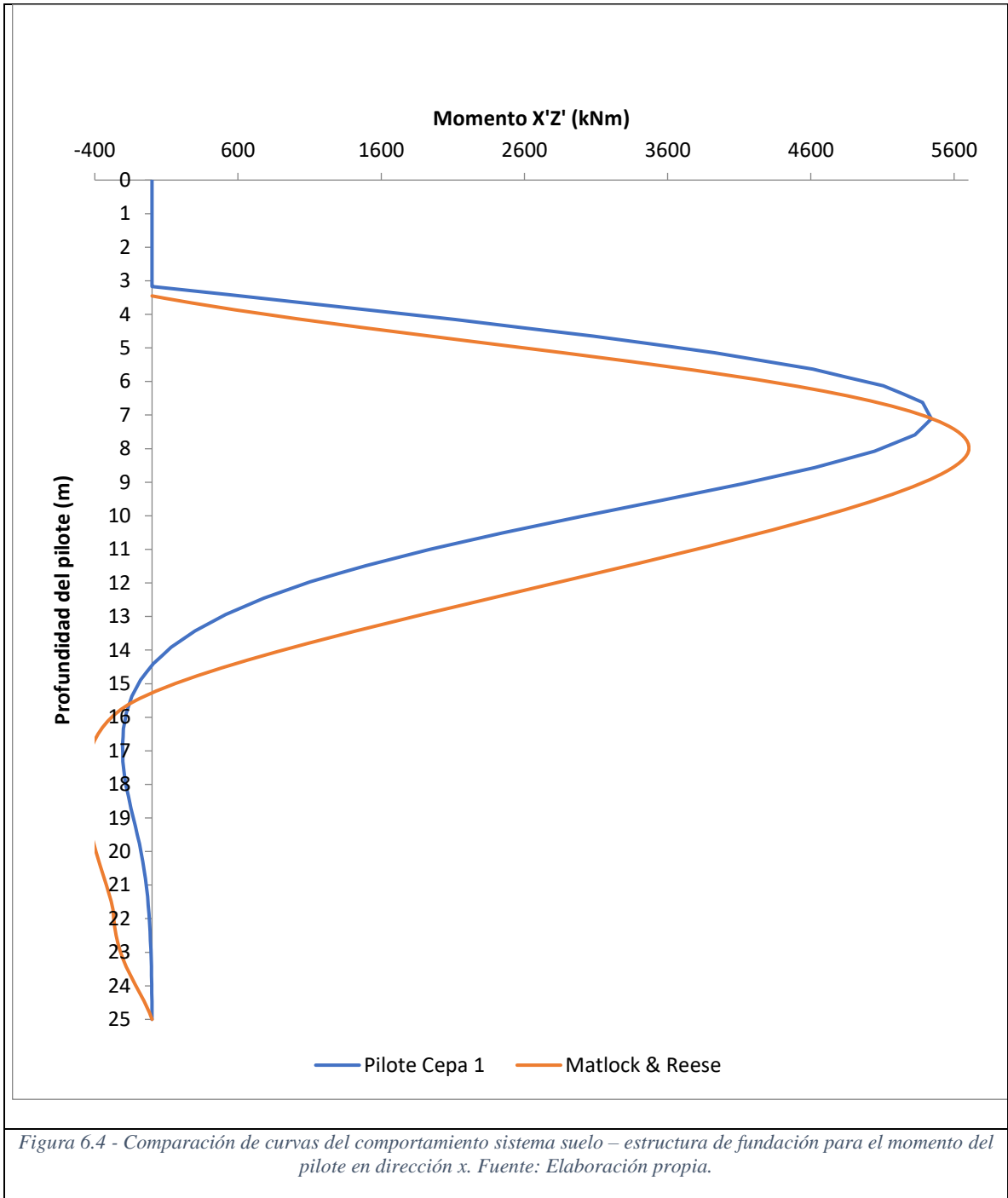


Figura 6.4 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para el momento del pilote en dirección x. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, la relación de ambas curvas cuando se analiza el momento del pilote se comporta de manera muy similar en la forma. Sin embargo, difieren en los valores. Cabe destacar que en los primeros 3.17 (m) el momento es nulo, y cuando se embebe en el suelo de apoyo comienza a generar un momento en el pilote. Este momento es máximo en una profundidad de 8 (m) y luego disminuye mientras aumenta la profundidad.

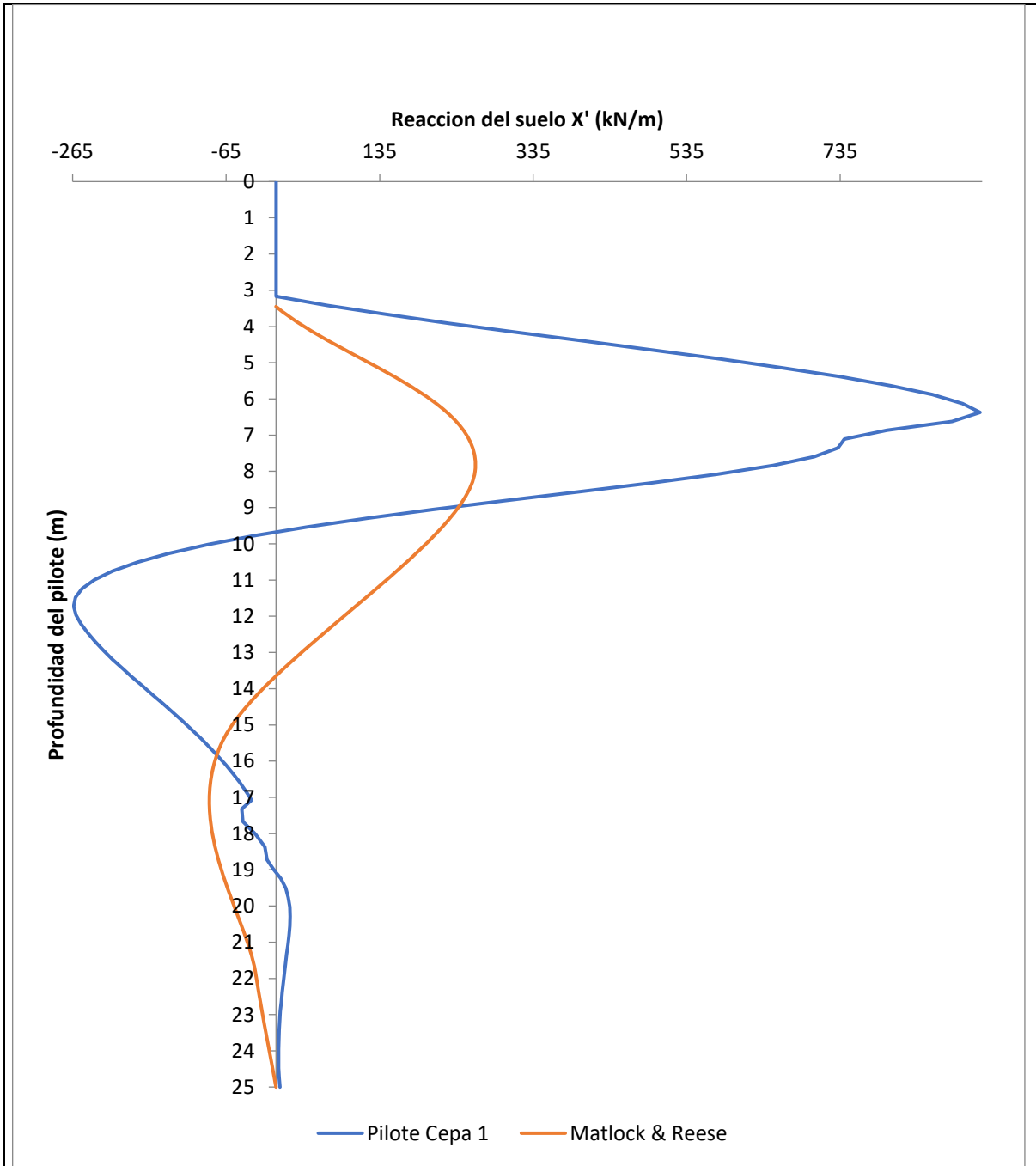


Figura 6.5 - Comparación de curvas del comportamiento sistema suelo – estructura de fundación para la el módulo de reacción del suelo. Fuente: Elaboración propia.

La mayor diferencia en cuanto a resultados es la curva de la reacción del suelo, y se debe principalmente porque es unos de los parámetros más difíciles de estimar analíticamente.

El análisis de la interacción suelo – estructura de fundación se realizó con base a la presencia de carga lateral y axial. Es muy importante considerar el efecto de la carga lateral en los pilotes debido a que las cargas que soporta el pilote actúan en diferentes direcciones, dependiendo de la combinación de cargas, es por esto mismo que no siempre el pilote estará cargado solo verticalmente, más aún teniendo en cuenta que Chile es un país altamente sísmico y que los desplazamientos del suelo inducen cargas horizontales a las estructuras.

“El componente lateral impuesto es resistido por la rigidez a la flexión del pilote, el grado de fijeza o restricción al movimiento del pilote, y la resistencia al corte movilizada en el suelo que rodea a la longitud superior del pilote”. [22]

Por lo tanto, debido al escenario sísmico del país se realizó un análisis pseudo-estático con el objetivo de analizar el efecto sísmico sobre el pilote. Para ello se consideró la carga horizontal como un 40% de la carga vertical actuante en la cabeza del pilote y cuyo resultado se interpoló en las solicitaciones dispuestas por la memoria del caso de estudio [25]. Los resultados que arrojó dicho análisis indujeron en un desplazamiento máximo del pilote de aproximadamente 7.3 (cm) en el nivel de la cabeza del pilote, y de 4.9 (m) en $z=0$, es decir donde el pilote se embebe en suelo. El valor se considera aceptable dentro de los valores admisibles para desplazamiento. Sin embargo, en estructuras tan importantes como los puentes, estos valores pueden ser bastantes significativos. Se recomienda realizar un análisis sísmico detallado donde se determine la amplitud y frecuencia, tanto de la estructura de fundación como de la onda sísmica, esto debido a que un análisis pseudo – estático no es tan representativo como un diseño de análisis sísmico propiamente tal, donde se incluyen todas esas variables dinámicas.

“Un análisis de las cargas horizontales sísmicas sobre pilotes verticales se puede realizar mediante un análisis pseudo-estático. Sin embargo, uno debe darse cuenta de que la fuerza horizontal determinada de esta manera en el pilote y su conexión con el cabezal no es una fuerza que causa un movimiento, sino una fuerza que resulta de un movimiento inducido—el desplazamiento sísmico”. [22]

El poder interpretar la carga lateral puede inducir a un concepto muy utilizado en la ingeniería estructural y en la mecánica de suelos, el coeficiente de balasto, que hace alusión al módulo de resistencia del suelo, uno de los parámetros más complejos de predecir en la geotecnia. Dicho coeficiente depende intrínsecamente de la resistencia del suelo, la profundidad en el estrato y las características geométricas de la fundación, en este caso del pilote. Por lo tanto, es válido la utilización de este parámetro con el objetivo de interpretar cuantitativa y cualitativamente la

resistencia del suelo con el objetivo de diseñar fundaciones en edificaciones, ya que representa de manera global la capacidad de soporte del suelo.

Como se mencionó en el planteamiento del problema muchas veces debido al empotramiento de los pilotes se desprecia el efecto de las cargas laterales, como por ejemplo, las inducidas por desplazamientos del suelo. En el presente estudio se dejó en evidencia la importancia del análisis de las cargas laterales y como estas contralan el diseño del sistema de fundación. Se verifica que el uso de resortes lineales como simplificación de un problema no lineal, como es el comportamiento de la rigidez del suelo en el uso software estructurales como SAP, es totalmente valido y recomendable, siempre y cuando se tenga en consideración los parámetros del suelo como por ejemplo el módulo de rigidez del suelo.

Finalmente, es importante realizar un análisis de asentamientos del pilote. No se debe quedar solo con el cálculo de la capacidad o resistencia del pilote, sino que se debe interpretar que sucede con el desplazamiento vertical. Los resultados basados en el programa RS PILE demuestran que el pilote se asienta 0.006 (mm) en el estrato donde se apoya la punta del pilote. Es un asentamiento aceptable que no influye de manera importante a la superestructura. Sin embargo, según Fellenius en [22] se hace necesario que el diseño de pilotes cuente con una investigación del sitio orientada a determinar la compresibilidad característica en las capas de suelo más profundas, de manera que se pueda realizar un análisis de asentamiento. Se debe recalcar que el estudio se realizó en suelos granulares y no necesariamente representa el comportamiento del sistema suelo – pilote en suelos no cohesivos.

En cuanto al análisis de asentamientos en el programa RS Pile se demostró que no eran significantes, y esto se debe principalmente al suelo donde están fundado los pilotes. Ambos en grava y trabajando por punta, lo que induce en menores asentamientos, que los pilotes flotantes o los que trabajan por fricción.

En conclusión, se verifica el diseño de las fundaciones de los pilotes de estribo y de cepa en base al estudio del puente. Todas las cargas de diseño estaban por debajo de la capacidad de carga admisible de los pilotes. Se demuestra la importancia del análisis de las cargas laterales en los sistemas de fundación profunda.

Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones

En el presente estudio se abordó la interacción suelo - estructura de fundación de un puente desde la base del conocimiento hasta demostrar el comportamiento de la fundación ante carga axial y lateral a través de un análisis elástico de las fundaciones y la utilización de herramientas computacionales de elementos finitos que nos previeron resultados aún más exactos de la problemática, permitiendo registrar las fuerzas en el pilote y las deformaciones del suelo.

El estudio se realizó tomando en consideración la acción de un pilote individual, tanto de la fundación del estribo como de la cepa y sus respectivos grupos de pilotes. En cuanto al grupo de pilotes se mal interpreta la capacidad del grupo como la suma de la de los pilotes individuales multiplicada por un factor de eficiencia de grupo. Por ende, se deduce que la capacidad del grupo de pilotes será mayor, y no necesariamente es así. Fue necesario analizar el efecto en grupo de los pilotes para darse cuenta que muchas veces la capacidad de carga disminuye, sobre todo en suelo no cohesivos, donde generalmente se trabaja por punta[22]

Para el diseño de los pilotes es necesario que se diseñen para poseer capacidad de soporte y resistencia estructural adecuada, además de soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables. Ante eso es importante un análisis de la capacidad axial y lateral del pilote, además de interpretar los desplazamientos verticales debido a cargas externas. Llama la atención algunas incongruencias entre autores, debido a que varios indican que la capacidad del pilote es un concepto falso y que la excesiva dependencia actual en factores de seguridad (o factores de resistencia) aplicados a la "capacidad" no es ni lógica ni segura. El diseño debe basarse en análisis de deformación y asentamientos. De todos modos, es importante realizar un diseño que analice todas las variables posibles.

En la actualidad cada vez es más recurrente ocupar programas computacionales para deducir de mejor manera el comportamiento del suelo y las estructuras de fundación. Son programas que simplifican el trabajo y disminuyen el tiempo de cálculo, y a su vez entregan resultados con mayor exactitud y precisión.

La interacción entre el suelo y la estructura es importante verla como un complemento pues ambas actúan en conjunto y sus capacidades dependen intrínsecamente de ellas mismos. La longitud de empotramiento y las características del pilote son importantes a la hora de determinar la resistencia del pilote, así como también, el conocer con detalle los parámetros del suelo, como por ejemplo el módulo de reacción del suelo, K_s , parámetro muy impredecible y difícil de estimar. Dichos parámetros van de la mano con la capacidad para que la tensión en el fuste se pueda desarrollar a lo largo del pilote. Siempre es recomendable una longitud de pilote donde la fricción se alcance a desarrollar completamente.

La tecnología hoy permite que no se limite la construcción de pilotes de gran diámetro y profundidad. Estos avances en la ingeniería han permitido que no sean necesario grupos de pilotes anchos para soportar grandes cargas, sino que un pilote de gran diámetro puede reemplazar ese efecto.

Según, Fellenius en [22], “una columna fuertemente cargada puede continuar como un pilote de gran diámetro, lo que ahorraría mucho dinero que de otra manera se gastaría en un cabezal de pilotes”.

Es válido utilizar los resultados de los ensayos in situ, como, por ejemplo, el ensayo de penetración estándar o el ensayo de penetración de cono para la aplicación de correlaciones. Sin embargo, se debe tener en cuenta que siempre existen errores, que, si bien se corrigen con factores, el ensayo sigue teniendo un alto grado de incertidumbre. Ante todo, se han observado resultados muy aceptables basándose en las correlaciones SPT.

Finalmente, Fellenius en [22], recomienda que en caso de un evento sísmico, *“la solución no es ensanchar los pilotes o endurecerlos por otros medios, sino suavizar el efecto sobre la superestructura cambiando un diseño de una zapata, sobre relleno, piloteada, es decir colocar la platea sobre un terreno de suelo mejorado y combinar los pilotes con un sistema de endurecimiento del suelo, por ejemplo, pilas de agregado compactado o muros de suelo cemento en forma de cuadrilla”*.

Referencias

- [1] I. Buckle, M. Hube, G. Chen, W.-H. Yen, and J. Arias, "Structural performance of bridges in the offshore maule earthquake of 27 February 2010," *Earthq. Spectra*, vol. 28, pp. 533–552, 2012, [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/279400589_Structural_Performance_of_Bridges_in_the_Offshore_Maule_Earthquake_of_27_February_2010.
- [2] Centro Sismológico Nacional, "Sismicidad y Terremotos en Chile," *Univ. Chile*, p. 4, 2013, [Online]. Available: http://www.sismologia.cl/pdf/difusion/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Eighth Edi. Washigton, 2017.
- [4] Direccion de Vialidad, "Manual de Carreteras," *Minist. Obras Públicas*, vol. 3, no. Instrucciones y criterios de diseño, p. 1546, 2020.
- [5] B. M. Das and K. Sobhan, *Principles of Geotechnical Engineering*, Eighth Edi. 2014.
- [6] A. D. Guzmán G. and PILOTES TERRATEST S.A, "Pilotes de gran diámetro para fundación de puentes en chile. Evolución de la tecnología hasta la fecha.," in *First International Bridges Conference - Chile 2014, Future Challenges: Design, Construction and Maintenance.*, 2014, pp. 2–10.
- [7] J. E. Alva Hurtado, *Diseño de cimentaciones*. 2011.
- [8] A. J. Leoni, "Fundaciones Indirectas," in *Apuntes del profesor Augusto José Leoni*, La plata: Facultad de Ingenieria de la UNLP, 2014, pp. 1–138.
- [9] R. F. Urbina Palacios, "Guía para el diseño de pilotes," 2004.
- [10] B. M. Das, *Principles of Foundation Engineering*, Eight. Boston,MA: CENGAGE LEARNING, 2014.
- [11] J. Campusano and Departamento de Puentes MOP, "Evolución Histórica de los Puentes," 2019.
- [12] J. P. Grand Barros, "Estudio de la interaccion suelo-estructura de un puente carretero de chile central, considerando los efectos de sitio," *Univ. Chile, Santiago Chile.*, p. 104, 2019.
- [13] Departamento de Proyectos de Estructuras, "Nuevos Criterios Sismicos Para el Diseño de Puentes en Chile," *Dir. Vialidad*, p. 20, 2011.
- [14] A. J. Leoni, "Resistencia al corte de suelos," in *Apuntes del profesor Augusto José Leoni*, La Plata: Facultad de Ingenieria de la UNLP, 2014, pp. 1–144.
- [15] A. J. Leoni, "Parametrizacion de suelos," in *Apuntes del profesor Augusto José Leoni*, La Plata: Facultad de Ingenieria de la UNLP, 2014, p. 121.
- [16] J. E. Bowles, *FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN*, Fifth Edit. New York: McGraw-Hill, 1997.

- [17] E. Guanchez, "Seminario Ingenieria Sismo-Geotécnica y Fenómenos de Interacción Suelo - Estructura," 2017.
- [18] B. M. Das and G. V. Ramana, *Principles of Soil Dynamics*, Second. Stamford, 2010.
- [19] W. Rodriguez, *Suelos y Cimentaciones*. Lambayeque, 2018.
- [20] N. R. Espinoza, "Uso frecuente del SPT en el diseño de fundaciones de puentes de América Latina," 2021.
- [21] W. F. Chen and L. Duan, *Bridge engineering handbook: Substructure design*, Second. Broken Sound Parkway NW, 2014.
- [22] B. H. Fellenius, "Bases Para El Diseio De Fundaciones," p. 508, 2019.
- [23] V. N. S. Murthy, "Advanced Foundation Engineering." CBS PUBLISHERS & DISTRIBUTORS, Bangalore, India, p. 821, 2007.
- [24] A. J. Leoni, "Apuntes de Coeficiente de Balasto," in *Apuntes del profesor Augusto José Leoni*, La Plata: Facultad de Ingenieria de la UNLP, 2014, p. 32.
- [25] JLS Ingeniería LTDA., "PROYECTO ESTRUCTURAL NUEVO PUENTE NEGRO N ° 2 RUTA W - 315 PROVINCIA CHILOE , X REGION," 2016.
- [26] Soy Chiloé, "Reponen 7 puentes en Ancud con una cuantiosa inversión," *Soy Chiloé*, p. 1, 2020, [Online]. Available: <https://www.soychile.cl/Chiloe/Sociedad/2020/08/12/668563/Reponen-7-puentes-en-Ancud-con-una-cuantiosa-inversion.aspx>.
- [27] C. Lara Belmar and F. Barrenechea Riveros, "Distribución de la frecuencia sísmica en Chile: un aporte a las políticas públicas en gestión de riesgo de desastres.," *Obs. Gest. del Riesgo Desastr.*, pp. 1–2, 2020.
- [28] Identidad Turistica para Chiloé, "Plan de Desarrollo Turístico, comuna de Ancud 2015-2020," 2015.

Anexos